

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Spřažený ocelobetonový silniční most o více polích

Multi-span Composite steel and concrete road bridge



Student:

Bc. Viktor Urban

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Ostrava 2012

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Viktor Urban**

Studijní program: N3607 Stavební inženýrství

Studijní obor: 3607T037 Konstrukce staveb

Téma: **Sprážený ocelobetonový silniční most o více polích**
Multi-span Composite steel and concrete road bridge

Zásady pro vypracování:

V rámci diplomové práce vypracujte:

1. Prohlídka a rozbor stávající situace dopravní.
2. Základní variantní řešení přemostění v dané lokalitě s ohledem místní požadavky.
3. Předběžné posouzení základních nosných prvků vybrané konstrukce mostu.
4. Dispoziční a architektonické řešení zvolené varianty mostu (část projektové dokumentace pro stavební řízení).
5. Statický výpočet rozhodujících nosných prvků a ztužení konstrukce.
6. Návrh a posouzení vybraných spojů.
7. Předběžný návrh souvisejících konstrukcí (opěry, mostní křídla, mostní ložiska, římsy).
8. Výrobní dokumentace důležitých nebo zvláštních částí konstrukce.
9. Základní postup montáže navržených konstrukcí, technologický postup.

Seznam doporučené odborné literatury:

- [1] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí.
- [2] ČSN EN 1991-2: Zatížení konstrukcí. Část 1: Zatížení mostů dopravou.
- [3] ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [4] ČSN EN 1993-2: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 2: Ocelové mosty.
- [5] ČSN 73 6201 – Projektování mostních objektů.
- [6] Rotter, T., Studnička, J.: Ocelové konstrukce 30 – Ocelové mosty, Praha, 1999
- [7] Tomica, V., Bujňák, J., Vičan, J.: Kovové mosty, Žilina, 1992
- [8] Wald, F., Sokol, S.: Navrhování styčníků, Praha, 1998.
- [9] Odborné časopisy – Konstrukce, Stavitel, Structural Engineering, Stahlbau
- [10] Internet

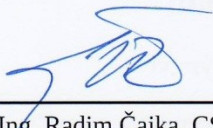
Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.**

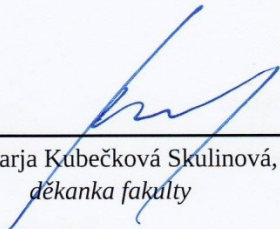
Datum zadání: 28.02.2012

Datum odevzdání: 30.11.2012





prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
vedoucí katedry



prof. Ing. Darja Kubečková Skulinová, Ph.D.
děkanka fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce Ing. Miroslava Rosmanita, Ph.D. a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě dne 30. listopadu 2012

.....
Bc. Viktor Urban

Prohlašuji, že

- jsem byl seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí a jeden výtisk bude uložen u vedoucího diplomové práce. Souhlasím s tím, že údaje o bakalářské práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě dne 30. listopadu 2012

.....
Bc. Viktor Urban

Poděkování

Děkuji Ing. Miroslavu Rosmanitovi, Ph.D., vedoucímu mé diplomové práce, který mi svými podněty a připomínkami pomáhal směřovat práci ke zdárnému cíli. Dále bych chtěl poděkovat členům Ateliéru mosty firmy Dopravoprojekt Ostrava, spol. s r.o., především Ing. Karlu Kubzovi, za rady a doporučení při návrhu nosné konstrukce. Také děkuji Ing. Liboru Štefkovi, Vítkovice Power Engineering a.s., za praktické připomínky a komentáře, Ing. Radimu Matelovi, Nemetschek Scia, s.r.o., za konzultace ve věci výpočtového modelu a Ing. Aleši Hrdličkovi za užitečné rady při tvorbě vizualizací.

Anotace

Cílem této diplomové práce je návrh silničního ocelobetonového spřaženého mostu o třech polích, který nahradí stávající, již nevyhovující mostní konstrukci. Místo, kde se most nachází a kde by došlo k případné realizaci mostu, leží v Moravskoslezském kraji, v katastrálním území obce Sklenov. Mostní objekt zabezpečuje převedení silnice II/486 Hukvaldy-Dolní Sklenov v místě křížení s řekou Ondřejnicí.

Diplomová práce se zabývá analýzou stávající mostní konstrukce, volbou nosného systému a návrhem nové konstrukce mostu, modelováním konstrukce, výpočtem zatížení a vytvořením kombinací zatěžovacích stavů, posouzením jednotlivých průřezů konstrukce a detailů. Při zpracování zadání byly použity vědomosti a znalosti získané při studiu.

Annotation

The thesis focuses on designing a multi-span composite steel and concrete road bridge which should replace the present one being no longer suitable. The location where the bridge should be constructed is in the Moravian-Silesian Region, within the cadastre area of the Sklenov village. The construction transferring II/486 Hukvaldy-Dolní Sklenov road bridges the Ondřejnice river.

The thesis includes analysis of the present-day bridge construction, selection of the supporting system, designing and modelling a new bridge construction, calculating bridge load, proposing combinations of load and analysis individual construction cross-sections and details. The author of the thesis has made use of knowledge acquired in the course of university study.

Obsah diplomové práce

Seznam použitého značení

1	Úvod.....	1
2	Analytická část.....	2
2.1	Poloha mostu	2
2.2	Popis a identifikační údaje stávajícího mostního objektu	4
2.3	Dopravně inženýrské údaje	7
2.4	Výhledová prognóza.....	8
3	Variantní řešení.....	9
3.1	Varianta A – deskový most o třech polích	9
3.2	Varianta B – Ocelový tenkostěnný přesýpaný most.....	10
3.3	Varianta C – Plnostěnný ocelobetonový spřažený most	12
4	Spojitý ocelobetonový spřažený most o třech polích.....	15
4.1	Identifikační údaje	15
4.2	Popis konstrukce mostu	15
4.3	Technické řešení	16
5	Model konstrukce.....	21
5.1	Teoretický model.....	21
5.2	Digitální model s využitím MKP.....	22
6	Zatížení.....	26
6.1	Montážní stav	27
6.2	Provozní stav - stálé zatížení mostu a vlastní tíha	28
6.3	Zatížení proměnná - zatížení mostu dopravou	28
6.4	Kombinace zatížení	39
7	Výpočet vnitřních sil	40
7.1	Hodnoty vnitřních sil montážního stavu.....	40

7.2	Hodnoty vnitřních sil provozního stavu	41
8	Hlavní nosník.....	44
8.1	Návrh hlavního nosníku.....	44
8.2	Posouzení mezního stavu únosnosti	46
8.2.1	Únosnost v ohybu - montážní stav	46
8.2.2	Únosnost v ohybu - provozní stav.....	46
8.2.3	Únosnost ve smyku	49
8.2.4	Podporová a mezilehlá výztuha.....	50
8.3	Posouzení mezního stavu použitelnosti – omezení napětí.....	52
8.3.1	Montážní stav - kontrola omezení napětí	52
8.3.2	Provozní stav - kontrola omezení napětí	53
8.4	Dotvarování betonu	56
8.4.1	Poměrné přetvoření od dotvarování	56
8.4.2	Výpočet průřezových charakteristik na konci životnosti mostu	57
8.4.3	Posouzení vlivu dotvarování na napětí.....	58
8.4.4	Kontrola napjatosti po dotvarování betonu	59
8.5	Smršťování betonu.....	60
8.5.1	Poměrné přetvoření od smršťování	60
8.5.2	Výpočet průřezových charakteristik na konci životnosti mostu	62
8.5.3	Kontrola napjatosti po smršťování betonu	62
8.6	Zatížení vyvolané změnou teploty.....	64
8.6.1	Poměrné přetvoření od zatížení teplotou.....	64
8.6.2	Výpočet zatížení vyvolané změnou teploty	65
8.6.3	Kontrola napjatosti při zatížení vyvolané změnou teploty.....	66
8.7	Posouzení mezního stavu použitelnosti – průhyb konstrukce	67
8.7.1	Průhyb nosníku v montážním stavu	68
8.7.2	Průhyb nosníku v provozním stavu	69

8.7.3	Kontrola celkového průhybu konstrukce	70
8.7.4	Eliminace průhybu	71
9	Spřažení ocelového nosníku s ŽB deskou.....	72
9.1	Podélná posouvající síla mezi ocelovou pásnicí a betonovou deskou.....	73
9.2	Návrh trnů.....	74
9.3	Posouzení mezního stavu únosnosti trnů.....	75
9.4	Počet a rozteče trnů na spojitém nosníku	76
10	Příčník	78
11	Návrh a posouzení ŽB desky	79
11.1	Návrhové hodnoty vnitřních sil desky	80
11.2	Návrh hlavní výztuže	83
11.3	Konstrukční zásady	84
11.4	Návrh rozdělovací výztuže	85
11.5	Kotevní délka výztuže.....	86
11.6	Posudek výztuže desky na smyk.....	87
12	Spodní stavba.....	88
12.1	Návrh a posouzení pilíře	90
12.2	Návrh a posouzení opěry	93
13	Ložiska.....	97
14	Dilatace mostu	102
15	Technologický postup výstavby a montáž konstrukce.....	104
16	Závěr.....	107
17	Seznam použitých pramenů	108
17.1	Internetové zdroje	108
17.2	Literatura.....	108
17.3	Normy	110
17.4	Dotčené společnosti	111

18	Seznam obrázků	111
19	Seznam tabulek.....	113
20	Použitý software	113
21	Přílohy	114
21.1	Seznam výkresů	114
21.2	Vizualizace.....	114

Seznam použitého značení

SS	stávající stav
NS	nový stav
LM	zatěžovací model
$f_{y,k}$	charakteristická pevnost oceli
$f_{y,d}$	návrhová pevnost oceli
E_a	modul pružnosti oceli
$f_{c,k}$	charakteristická pevnost betonu v tlaku
$f_{c,d}$	návrhová pevnost betonu v tlaku
f_{ctm}	průměrná pevnost betonu v tahu
f_{ctk}	charakteristická pevnost betonu v tahu
f_{ctd}	návrhová pevnost betonu v tahu
E_c	modul pružnosti betonu
Q_i	nápravová síla
g_i	plošné zatížení stálé
q_i	plošné zatížení proměnné
M_{Gi}	ohybový moment od stálého zatížení
$M_{Q,k}$	charakteristická hodnota ohybového momentu od zatížení dopravou
M_{Rk}	ohybová charakteristická únosnost
M_{Rd}	ohybová návrhová únosnost
$M_{Pl,Rd}$	ohybová návrhová únosnost plastická
M_{Sd}	zatěžovací ohybový moment
M_{pas}	pasivní ohybový moment
M_{akt}	aktivní ohybový moment
V_i	posouvající síla
V_{sd}	smyková síla
V_{Rd}	smyková návrhová únosnost
w	šířka vozovky
γ_G	součinitel stálého zatížení
γ_Q	součinitel proměnného zatížení
α_{Qi}	regulační součinitel pro nápravové síly
α_{qi}	regulační součinitel pro plošné zatížení

α_{ds}	součinitel závisující na třídě betonu
R_i	reakce
c	krytí výztuže
c_{min}	minimální krytí výztuže
c_{SW}	krytí třmínků
$c_{min,SW}$	minimální krytí třmínků
b	šířka
b_{eff}	efektivní šířka
h	výška
h_w	výška nosníku
h_0	náhradní rozměr průřezu
u	obvod prvku
t_w	šířka stojiny nosníku
t	čas (celkový)
t_0	počáteční čas
l	délka
l_{bd}	kotevní délka
$l_{bd,min}$	minimální kotevní délka
x	poloha ve směru osy x
x_i	poloha neutrální osy
y	poloha ve směru osy y
h_c	tloušťka betonové desky
t_w	tloušťka stojiny oceli
N_i	normálová síla
λ_w	štíhlost
k_τ	součinitel kritického napětí
χ_w	součinitel příspěvku stojiny
I_i	moment setrvačnosti
i_i	poloměr setrvačnosti
W_i	průřezový modul
σ_i	napětí
σ_c	napětí v betonu
σ_a	napětí v oceli
$\Delta\sigma_i$	změna napětí

z_i	vzdálenost těžiště prvku k neutrální ose
RH	relativní vlhkost
φ	úhel tření
$\varphi(t, t_0)$	součinitel dotvarování
φ_0	základní součinitel dotvarování
φ_{RH}	součinitel vystihující vliv relativní vlhkosti na základní součinitel dotvarování
$\beta(f_{cm})$	součinitel vystihující vliv pevnosti betonu na základní součinitel dotvarování
$\beta(t_0)$	součinitel vystihující vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení na základní součinitel dotvarování
$\beta(t, t_0)$	součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení
β_H	součinitel závislý na relativní vlhkosti a náhradním rozměru prvku
ε_i	smrštění (protažení)
ε_{cs}	celkové poměrné smrštění
$\varepsilon_{cd}(t)$	poměrné smršťování vysycháním v čase
$\varepsilon_{ca}(t)$	poměrné autogenní smršťování v čase
n	pracovní součinitel
n_L	pracovní součinitel
ψ	kombinační součinitel
δ_0	průhyb od montážního zatížení
δ_1	průhyb od zbytku stálého zatížení
δ_Q	průhyb od zatížení dopravou
P_{Rk}	charakteristická únosnost trnu
P_{Rd}	návrhová únosnost trnu
d	průměr
e_i	osová vzdálenost
T	teplota
ΔT_i	změna teploty
a_s	plocha výztuže
$a_{s,req}$	nutná plocha výztuže
$a_{sk,req}$	nutná plocha rozdělovací výztuže
a_{sk}	plocha rozdělovací výztuže
$a_{s,min}$	minimální plocha výztuže
$a_{s,max}$	maximální plocha výztuže

S_{\max}	maximální vzdálenost výztuže
S_{\min}	minimální vzdálenost výztuže
A_c	plocha betonu
A_a	plocha oceli
S_i	statický moment
F_i	síla
F_s	síla ve výztuži
a_{we}	výška (velikost) svaru
T_d	návrhová životnost
R	poloměr
ξ	omezení výšky tlačené oblasti
ξ_{\max}	maximální výška tlačené oblasti
ρ	stupeň vyztužení
ρ_{\min}	minimální stupeň vyztužení
ρ_{\max}	maximální stupeň vyztužení
K_a	součinitel aktivního zemního tlaku
K_p	součinitel pasivního zemního tlaku

Další značení je ve shodě s platnými normami, na které je v textu odkazováno.

1 Úvod

Mostní konstrukce jsou řazeny mezi vrcholné stavby současného inženýrství. Od nepaměti sloužily ke zkracování vzdáleností a překonávání různých překážek, ať už přírodních údolí, roklí, jezer a řek nebo uměle vytvořených lidmi. Mosty převádějí pěší, silniční nebo železniční dopravu popřípadě vodní tok. Již starobylými civilizacemi byly stavěny mostní objekty, které přetrvaly tisíciletí a stojí dodnes. Dnešní mostní stavitelství je přehlídkou schopnosti inženýrů realizovat nejsložitější a architektonicky nejnapaditější stavby ohromující celý svět. Mostní konstrukce se stávají významnými dominantami a unikáty lidské tvořivosti, předhánějí se v délkových, výškových a náročnostních prvenstvích posouvající hranice technických možností na poli inženýrského stavitelství.

Předmětem diplomové práce je návrh mostní konstrukce pro převedení silnice II/486 v místě křížení s řekou Ondřejnicí. Stávající mostní konstrukce nevyhovuje dopravním ani technickým požadavkům a do budoucna se počítá s jeho nahrazením.

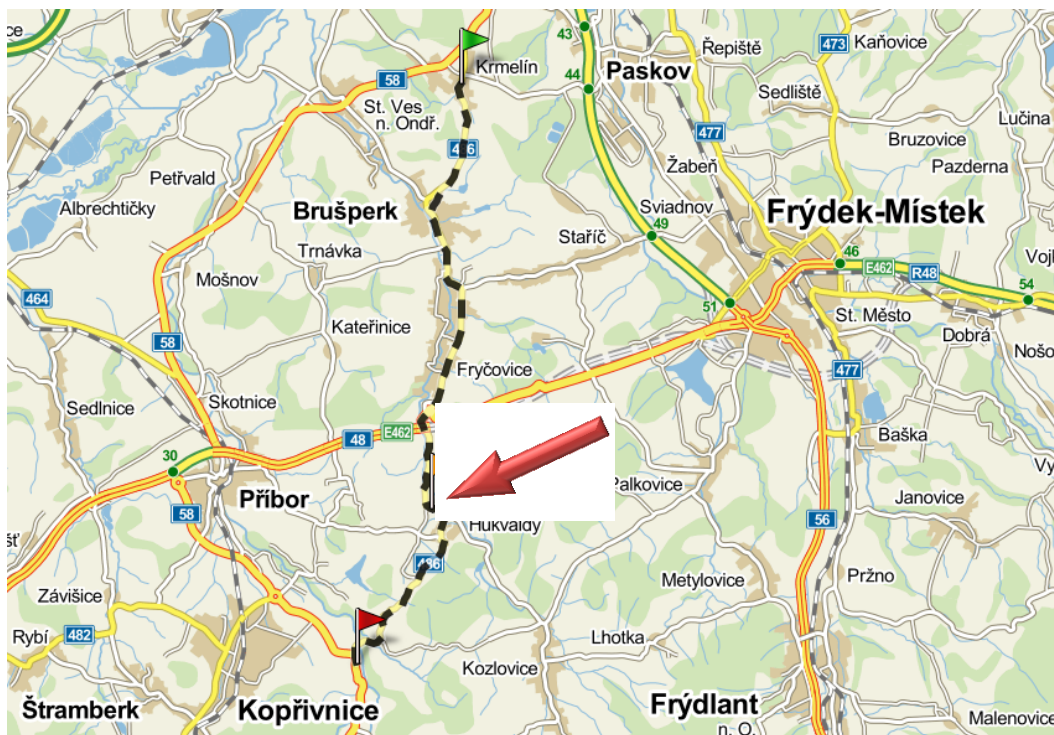


Obrázek č. 1 - Pohled na křížení silnice II/486 a řeky Ondřejnice

2 Analytická část

2.1 Poloha mostu

Stávající konstrukce se nachází v Moravskoslezském kraji, katastrálním území obce Hukvaldy, místní části Dolní Sklenov. Silnice II/486 vede v trase Krmelín–Vlčovice, z regionálního významu připojuje kulturní památku Hukvaldy a spojuje trasu na dopravní infrastrukturu rychlostní komunikace R48 silnice I/48 Běloutín–Český Těšín. Most převádí dopravu přes tok řeky Ondřejnice.



Obrázek č. 2 - Poloha mostu na trase silnice II/486 [1]

Dle geomorfologického členění se zájmová oblast nachází v provincii Západních Karpat, soustavě Vnější Západní Karpaty, podsoustavě Západobeskydské podhůří, celku Podbeskydská pahorkatina, podcelku Příborská pahorkatina, okrsku Palkovické podhůří. Nadmořská výška se pohybuje okolo 290-295 m.n.m. Geologický profil je tvořen především komplexem holocénních fluvialních štěrků, písčitých jíílů a jílových písků. Horní vrstvy jsou tvořeny antropogenními navážkami. Hladina podzemní vody byla zastižena v hladinách 2,5-3,7 m. Úroveň hladiny má spojitost s úrovní hladiny v korytě řeky Ondřejnice.

V místě, kde most převádí silnici kategorie II. třídy, je nevyhovující šířkové uspořádání mostního objektu a dochází ke značnému snížení rychlosti vozidel z důvodu nevhodně navržených protisměrných oblouků. V tomto úseku je silnice v současné době kategorie MO2K 7,5/30 bez chodníků. Po poslední rekonstrukci vozovkového souvrství je šířka zpevněné části vozovky pouze 5,3 m. Z tohoto důvodu je provoz na mostě usměrněn svislým dopravním značením jednosměrné přednosti v jízdě a dovolená rychlost je snížena na 40 km/h.



Obrázek č. 3 - Nevyhovující šířkové uspořádání na mostě

Ve směru od Hukvald je pro pěší dopravu vybudován pravostranný chodník šíře 1,5 m, který je však před mostem ukončen a pěší provoz na mostě je veden pouze po komunikaci. Z důvodu úzkého průjezdného profilu se stává oblast mostu značně nebezpečným úsekem, neboť se zde střetává silniční doprava společně s pěšími a v nemalém zastoupení se silničními cyklisty, hojně navštěvující oblast Hukvald.

2.2 Popis a identifikační údaje stávajícího mostního objektu

Název:	Most přes řeku Ondřejnici v obci Hukvaldy-Sklenov (ev.č. 486-012)
Dotčená komunikace:	Silnice II/486 (staničení 12,488 km)
Kraj:	Moravskoslezský
Obec:	Hukvaldy
Katastrální území:	Sklenov
Základní nosný systém:	třípólový trámový most (délka NK 34,5 m)
Nosná konstrukce:	8 ks ŽB nosníků v každém poli
Poloha mostovky:	horní mostovka
Délka přemostění:	33,0 m
Rozpětí jednotlivých polí:	10,2 + 12,6 + 10,2 m
Celková šířka mostu:	6,5 m (mezi svodidly 5,3 m)
Záchytná zařízení:	zábradelní svodidlo ZSNH4/H2
Stavební výška:	1,4 m
Šikmost mostu:	kolmý
Spodní stavba:	2 masivní opěry (š = 6 m, v = 3 m) 2 masivní mezilehlé podpěry (š = 1,1 m, v = 4 m)
Základ spodní stavby:	železobetonové, plošné
Mostní závěry:	nejsou
Stavební stav mostu:	spodní stavba - IV uspokojivý (VI velmi špatný před rekonstrukcí) nosná konstrukce - IV uspokojivý (V špatný před rekonstrukcí)
Použitelnost:	II – podmíněně použitelné

Základní informace vycházejí z osobní prohlídky mostu, dále z informačního serveru Systém hospodaření s mosty (BMS) [2] a z podkladů firmy Dopravoprojekt Ostrava spol. s r.o. [35]. Další informace o rozměrech a materiálových charakteristikách stávající mostní konstrukce jsou patrné z výkresů stávajícího stavu. Vzhledem k celkovému stavu i vzhledem k šířkovému uspořádání je nutno připravit výstavbu nového mostu. Především s ohledem na narušení základů je ohrožena stabilita celé konstrukce.

Most je nutno průběžně sledovat běžnými prohlídkami. Částečnou opravou zejména spodní stavby došlo k prodloužení životnosti mostu. Avšak vzhledem k celkovému stavu i vzhledem k šířkovému uspořádání je nutno připravit v horizontu 5-10 let celkovou rekonstrukci mostu.



Obrázek č. 4 - Stávající stav mostu



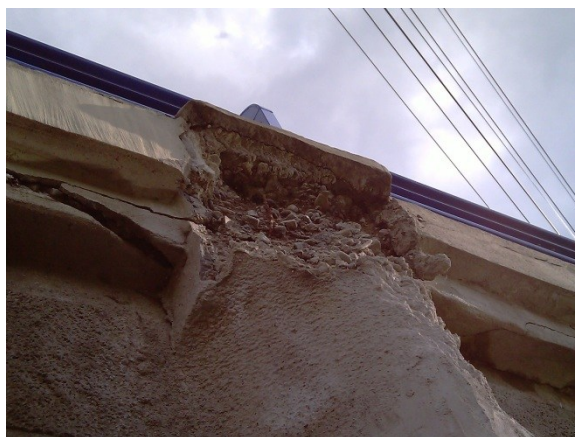
Obrázek č. 6 - Nosný systém mostu



Obrázek č. 5 - Pohled na římsu



Obrázek č. 7 - Uložení na piliři



Obrázek č. 8 - Obnažená výztuž římsy



Obrázek č. 10 - Zábradelní svodidlo



Obrázek č. 9 - Omezení dopravy na mostě



Obrázek č. 12 - Poškozená spodní stavba



Obrázek č. 11 - Mostní křídlo

Vady a nedostatky konstrukce

- ⇒ odpadávací části konstrukce, chybí rozsáhlé kusy materiálu
- ⇒ rozpad nosné konstrukce
- ⇒ obnažení výztuže způsobuje zrychlenou korozi výztuže
- ⇒ rozpad materiálu na spodní stavbě – vertikální prasklina
- ⇒ zatékání vody

2.3 Dopravně inženýrské údaje

Tabulka č. 1 - Výhledová intenzita dopravy na úseku silnice II/486

Sčítací úsek	rok	Vozidla			
		osobní	nákladní	motorky	celkem
Silnice II/486 - Rampa I/48 – vyústění do Kozlovic	2005	2363	297	21	2681
	2010	2600	324	21	2945
	2030	2907	339	21	3267

Zdroj k těmto podkladům byl poskytnut firmou Dopravoprojekt [35].

Technická infrastruktura

V okolí mostu se nacházejí tato technická vedení:

- ⇒ venkovní vedení NN (ČEZ distribuce)
- ⇒ venkovní vedení veřejného osvětlení (obec Hukvaldy)
- ⇒ plynovod STL (SMP Net, s.r.o.)
- ⇒ vodovod (SmVaK)
- ⇒ sdělovací vedení (Telefónica O2)

Zdroj k těmto podkladům byl taktéž poskytnut firmou Dopravoprojekt [35].

2.4 Výhledová prognóza

V srpnu 2007 byla firma Dopravoprojekt Ostrava spol. s r.o. [35] požádána o zhotovení studie vyhledání nové trasy v místě na bodové závady. Na základě studie byly vytvořeny tři varianty přemostění úseku a po projednání s dotčenými orgány byla vybrána varianta monolitického předpjatého třípólového rámu. V současné době je stavba ve fázi žádosti o vydání územního rozhodnutí. V případě, že by nedošlo k realizaci projektu navrženého firmou Dopravoprojekt Ostrava spol. s r.o. [35], je v této diplomové práci řešena rekonstrukce stávajícího mostního objektu a návrh nosné konstrukce (viz další kapitoly DP).

3 Variantní řešení

Realizaci přemostění je možno provést několika způsoby. Volba konstrukčního systému je závislá především na daném rozpětí 33,0 m. Na překonání překážky je vhodné použití systému opěr nebo systému opěr a pilířů. Použitím pouze opěr je nutné dané přemostění překlenout jedním prvkem celé délky, tím se značně zvýší jeho konstrukční výška dílce. Při návrhu přemostění s mezilehlými pilíři se sníží konstrukční výška, ale je nutné budovat mezilehlé podpěry v korytě řeky případně vedle něj.

3.1 Varianta A – deskový most o třech polích

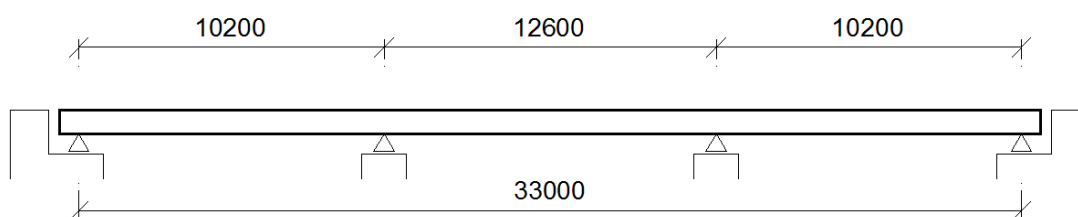
Toto řešení by nahradilo pouze nepatrně stávající stav. Trámové nosníky by byly nahrazeny spojitou železobetonovou deskou o třech polích. Oproti stávajícímu stavu by došlo nejspíš ještě k nárůstu hmotnosti ŽB desky. V případě prokázání dostatečné odolnosti a únosnosti rekonstruovaných mezilehlých pilířů, bylo by možné je s výhodou využít a budovat pouze nové krajní opěry, které jsou v nevyhovujícím stavu.

Výhody

- ⇒ jednoduchý konstrukční systém
- ⇒ velká tuhost (malé dynamické účinky)
- ⇒ spojitá deska umožňuje nižší konstrukční výšku oproti prosté
- ⇒ nízké nároky na údržbu
- ⇒ možnost použití stávajících mezilehlých podpor

Nevýhody

- ⇒ časová náročnost z důvodu tvrdnutí betonu
- ⇒ velká konstrukční výška desky
- ⇒ velká vlastní hmotnost – zatížení na spodní stavbu
- ⇒ velký objem spotřebovaného materiálu – beton, ocel



Obrázek č. 13 - Model spojité desky

3.2 Varianta B – Ocelový tenkostěnný přesýpaný most

Přestože v zahraničí je tento systém velmi hojně používán, v ČR se příliš nevyužívá. Nosnou konstrukcí jsou vlnité žárově pozinkované ocelové dílce z oceli S235 o tloušťce 2,75 – 7,00 mm, které jsou na staveništi sešroubovány. Poté jsou dílce zasypány zeminou a zemina ve vrstvách zhutněna. V obloukové konstrukci pak vzniká konstantní radiální tlak.

Výhody

- ⇒ jednoduchý systém
- ⇒ rychlost výstavby
- ⇒ výhoda sestavení konstrukce mimo stávající most
- ⇒ není nutné dlouhodobého zamezení provozu na stávajícím mostě
- ⇒ minimální omezení průtočného profilu
- ⇒ minimalizace mokrého procesu na stavbě
- ⇒ téměř bezúdržbový systém

Nevýhody

- ⇒ velký objem zeminy na zasypání konstrukce
- ⇒ náročnost na hutnící prostředky
- ⇒ plošná náročnost prací
- ⇒ nutnost ověření únosnosti základů
- ⇒ zásyp kolem konstrukce tvoří hráz v případě povodňového stavu vodoteče



Obrázek č. 14 - Příklad tenkostěnného obloukového mostu Dalešice [3]



Obrázek č. 15 - Příklad tenkostěnného obloukového mostu - montáž [3]



Obrázek č. 16- Tenkostěnný most - Ostrava-Poruba [4]



Obrázek č. 17 - Zatěžovací zkouška [4]

3.3 Varianta C – Plnostěnný ocelobetonový spřažený most

Vhodnou kombinací dvou různých materiálů dojde k vyzdvižení výhodných vlastností obou materiálů a k potlačení jejich nedostatků. Spřažením betonu s ocelí získáme profil dobře odolný v tlačené oblasti díky betonu a v tažené oblasti využíváme ocel. Spřažený profil zaručuje vysokou tuhost a snižuje spotřebu oceli.

Výhody

- ⇒ vysoká únosnost
- ⇒ rychlost výstavby
- ⇒ samonosnost ocelové části před betonáží – snadná montáž
- ⇒ nižší stavební výška, malá výška ŽB desky

Nevýhody

- ⇒ vyšší zatížení na základové konstrukce
- ⇒ náročnost na ochranu proti vnějšímu prostředí
- ⇒ záporný moment nad podporou – porušení betonu (nutná podélná výztuž)



Obrázek č. 18 - Spřažený ŽB silniční most ve Studénce [5]



Obrázek č. 19 - Stavba spřaženého mostu v Ostravě - ul. Českobratrská [6]



Obrázek č. 20 - Ocelobetonový obloukový most přes Olši v Karviné - Silnice I/59 [35]

S návrhem spřažené konstrukce souvisí návrh statického systému. Spřažené ocelobetonové konstrukce se vyznačují vysokou únosností, proto je možné použití pro velká rozpětí. Rozpětí mostu v obci Hukvaldy by bylo možné přemostit pomocí konstrukce z prostých nosníků. V závislosti na šířce konstrukce by optimální variantou byl počet pěti nosníků. Při orientačním výpočtu maximálních vnitřních sil v konstrukci by bylo nutné přenést ohybový moment okolo 12 MNm. Hlavní nosník by musel být svařen z ocelových plechů a jeho výška by byla 1400 mm. Společně po spřažení s ŽB deskou by celková výška byla 1650 mm, což by značně snížilo volnou výšku nad hladinou 100-leté vody Q_{100} .

Při navržení statického systému spojitého nosníku se zatížení na podpěry a hodnoty vnitřních sil snižují a snižuje se současně i konstrukční výška jednotlivých prvků. Snahou v této DP je navržení spojitého nosníku z válcovaného IPE profilu, aby odpadla náročnost montáže svařování nosníku. Kvůli délce NK se svařování hlavního nosníku v podélném směru nevyhneme ani u jedné z variant statického systému, neboť dílec o délce 33,6 m není možné po dopravních komunikacích na stavenišť transportovat.

4 Spojitý ocelobetonový spřažený most o třech polích

Cílem této diplomové práce je návrh a posouzení silničního ocelobetonového mostu. Most převádí silnici II/486 v katastrálním území obce Hukvaldy v místě křížení s řekou Ondřejnicí. V dalších kapitolách je rozpracován návrh a posouzení spojitého plnostěnného spřaženého ocelobetonového mostu o třech polích.

4.1 Identifikační údaje

Stavba:	Silniční ocelobetonový spřažený most
Název mostu:	C202 Most ev.č. 486-012 přes Ondřejnici
Katastrální území:	Sklenov
Obec:	Hukvaldy
Kraj:	Moravskoslezský
Pozemní komunikace:	silnice II/486
Projektant mostu:	Bc. Urban Viktor

4.2 Popis konstrukce mostu

Základní údaje

- délka přemostění:	33,0 m
- počet polí:	3
- volná šířka převáděné silnice:	8,0 m
- příčný sklon vozovky:	2,5 %
- počet hl. nosníků:	5 ks
- osová vzdálenost hl. nosníků:	2,1 m
- výška hl. nosníků:	600 mm
- tloušťka desky:	250 mm
- šířka desky:	10,5 m
- tvar uspořádání:	kolmý most
- doba trvání konstrukce:	trvalý most

4.3 Technické řešení

Charakteristika převáděné komunikace

Jak již bylo zmíněno výše, most převádí trasu silnice II/486 přes vodoteč Ondřejnici. Řeka Ondřejnice má stanovenou hladinu Q_{100} na výšce 292,14 m.n.m. Objekt nahrazuje původní most, který je ve špatném technickém stavu. Převáděná komunikace II/486 je kategorie M8/40 (MS2). Na mostě je navržen průjezdní profil s volnou šířkou vozovky 8,0 m, oboustrannými obrubami a jednostranným chodníkem s průchozím profilem 1,5 m.

Skladba vrstev komunikace na mostě:

⇒	mastixový koberec SMA 11 S	35 mm
⇒	spojovací postřík	
⇒	ložní vrstva ACL 16+	50 mm
⇒	ochranná vrstva MA 11 IV	30 mm
⇒	hydroizolace	5 mm
⇒	pečetící vrstva	
	Celkem	120 mm

Nosná konstrukce

Hlavní nosnou konstrukci mostu tvoří 5 ocelových válcovaných nosníků IPE 600 o délce 33,6 m spřažených s železobetonovou deskou. Rozměry nosníků jsou shodné dle tab. č. 2. Tloušťka železobetonové desky je navržena 250 mm.

Tabulka č. 2 - Rozměry hlavního nosníku

IPE 600 (S355)			mm		mm		mm ²
horní pásnice	H _p	h ₁	19	t ₁	220	A _{HP}	4180
stojina	S	h _w	562	t _w	12	A _S	6744
dolní pásnice	D _p	h ₂	19	t ₂	220	A _{DP}	4180

Hlavní nosníky jsou rozděleny do tří dílců, které budou v příčném směru spojovány dílensky do dvojic, a poté na stavbě kompletovány do délky 33,6 m pomocí svaření tupým X-svarem. V podélném směru jsou nosníky vyztuženy výztuhami. V místě podpor jsou navrženy ocelové válcované příčníky profilu IPE 400, které spojují jednotlivé hlavní nosníky. Příčníky plní především montážní funkci a společně s výztuhami hlavního nosníku tvoří konstrukci pro pojižděné bednění ŽB desky.

Nosníky jsou s deskou spřaženy pomocí spřahovacích trnů. Smykové spojení s deskou je navrženo jako plné spřažení, tedy dochází k zamezení prokluzu mezi deskou a ocelovými nosníky. Navrženy jsou trny typu SD o průměru trnů 19 mm a výšky před přivařením k horní pásnici nosníku 175 mm. Celkový počet trnů na jednom nosníku je 432 ks. Trny jsou umístěny ve dvojici o osově vzdálenosti trnů 125 mm (v krajních ¼ rozpětí pole) a 250 mm (ve vnitřních ¼ rozpětí pole). Tento způsob provedení využije největší pevnosti jednotlivých materiálů, pevnost betonu tlaku a pevnost oceli v tahu. Více informací o poloze, rozmístění prvků a rozměrech lze nalézt v projektové dokumentaci.

Použité materiály

Ocel	nosná konstrukce mostu	S355J2
	montážní ztužení	S235
	spřahovací trny	St37-3K
Beton	třída betonu C30/37, C35/45	
	- dle ČSN EN 1992-1-1 [30] je minimální třída betonu pro použití na mostní konstrukce C30/37	
	- návrh pevnostní třídy betonu je pro jednotlivé části konstrukce různý (viz příložená dokumentace)	
Výztuž	B500B	
	- výztuž je navržena a posouzena dle mezních stavů a konstrukčních zásad	

Tabulka č. 3 - Tabulka vlastností použitých materiálů

Ocel	S355J2	f_y	355	MPa
		E_a	210	GPa
Beton	C35/45	f_{ck}	35	MPa
		$f_{ck,cube}$	45	MPa
		f_{ctm}	3,2	MPa
		E_c	33,5	GPa
Výztuž	B500B	$f_{yw,k}$	500	MPa
		E_y	210	GPa

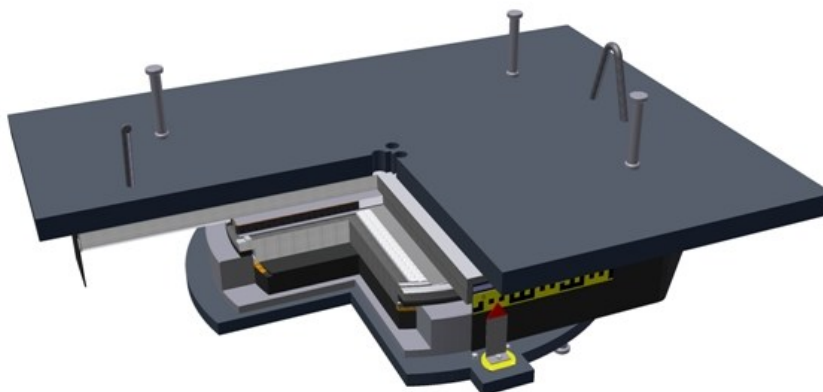
Spodní stavba

Rozměry spodní stavby opěr a pilířů jsou závislé na zatížení, které je potřeba přenést do základového prostředí a na typu horninového prostředí. Nosnou konstrukci podepírají dvě krajní opěry a dvě mezilehlé podpěry. Krajní opěry jsou navrženy jako tížné, délka opěry 10,5 m, šířka opěry 1,5 m. Opěra se skládá z úložného prahu, závěrné zídky, křídla, podpěry a základu. Základy pro opěry i podpěry jsou navrženy jako plošné. Šířka jednoho základového pásu je 4,0 m (resp. 2,8 m) pro bezpečné přenesení návrhových sil do podloží. Jelikož nebyl proveden podrobný průzkum geologického prostředí a po jeho provedení by mohlo dojít k odhalení méně únosného podloží, je alternativou založení na hlubinných základech. Systém vrtaných pilot by byl nejspíše méně materiálově náročný, zato finančně nákladnější. Pro plynulé převedení dopravy z komunikace v terénu na mostní konstrukci je navržena přechodová deska délky 3,5 m a tloušťky 200 mm.

Ložiska

Přenos zatížení z nosné konstrukce do spodní stavby je zajištěn pomocí ložisek. Jejich rozmístění a směry volnosti jsou uvedeny v příslušné kapitole. Navržena jsou mostní hrncová ložiska firmy RW-PRIMO [8]. Vertikální únosnost jednoho ložiska je 1890 kN a horizontální 175 kN. Spodní stavba je navržena na tento typ ložisek, v případě změny typu, výrobce nebo rozměrů je nutné upravit výpočet a některé parametry spodní stavby.

- 80K-0130 - 1 ks** - hrncové pevné ložisko
- 81K-0130 - 7 ks** - hrncové jednosměrně posuvné kluzné ložisko
- 82K-0130 - 12 ks** - hrncové všesměrně posuvné kluzné ložisko



Obrázek č. 21 - Hrncové ložisko firmy RW-Primo [8]

Záchytná bezpečnostní a ochranná zařízení

⇒ Zabradelní svodidlo ZSSK/H2 se svislou výplní

Součástí mostního vybavení sloužící k ochraně chodců a cyklistů proti nárazu vozidel a současně se jedná o bezpečnostní záchytný prvek zabraňující sjezdu vozidel a pádu chodců z mostní konstrukce. Navržena jsou dvě svodidla výše uvedeného typu k oddělení plochy pro provoz vozidel na mostě od pěšího provozu po obou okrajích vozovky.

⇒ Mostní trubkové zábradlí se svislou výplní

Podél průchozího profilu šířky 1,5 m je na Římse 2 navrženo mostní zábradlí s výškou madla 1100 mm nad povrchem chodníku.

Protikoroziční ochrana

Ocelová konstrukce je chráněna proti působení vlivů okolního prostředí pomocí ochranného nátěrového systému. Předpokládaná trvanlivost ochranného nátěru je 5 let, poté musí dojít k obnově.

- ⇒ základní vrstva - epoxidový nátěr s vysokým obsahem Zn
- ⇒ vrchní vrstva - polyuretanový nátěr

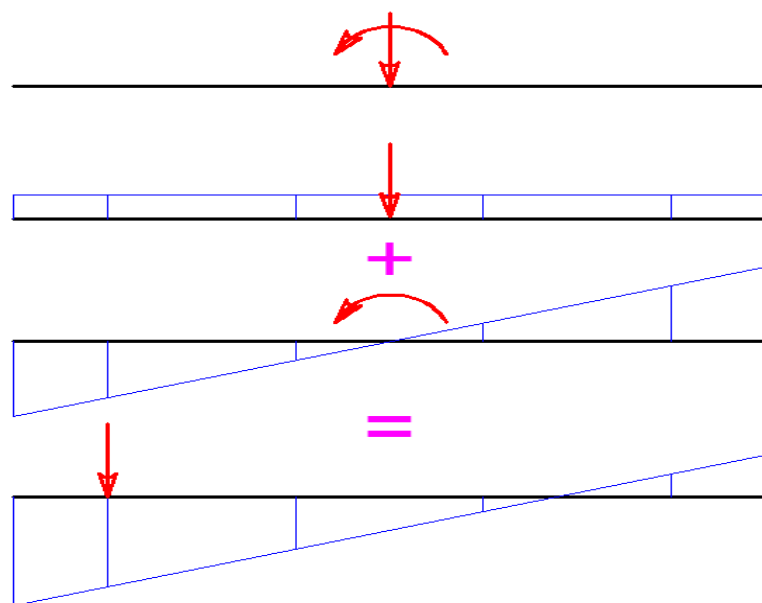
5 Model konstrukce

Výpočtovým modelem se snažíme skutečnou stavební konstrukci převést na systém jednodušších konstrukčních prvků (sloup, deska, stěna, prut) a těmto prvkům přiřadit řadu parametrů tak, aby co nejpřesněji vystihly skutečné chování budoucí konstrukce a zohlednily všechny možné vlivy působící při jejich užívání a chování v různých fázích výstavby. Na správném sestavení výpočtového modelu závisí míra shody se skutečným chováním navrhovaného stavebního díla. Není zaručeno, že složitější model konstrukce povede u výpočtu k přesnějším výsledkům.

5.1 Teoretický model

K mostní konstrukci je možné podle teoretického modelu přistupovat jako k soustavě desky, stěn a prutů. Zatížení mostu je plošně roznášeno na mostovku (deskový prvek), jejímiž podpěrami jsou jednotlivé hlavní nosníky v místě styku. Hodnoty reakcí podpor desky reprezentují zatížení pro hlavní nosník (prutový prvek), jehož podporami jsou ložiska. Reakce ložisek dále vyvolávají zatížení podpěr (stěnový prvek) a další. Takto je možné všechny části reálné konstrukce rozdělit na jednodušší prvky. U tohoto řešení je značnou nevýhodou nemožnost přesného vystižení vzájemné interakce a spolupůsobení mezi jednotlivými prvky. Vlivem spojení, vzájemných tuhostí a excentricit prvků v reálné konstrukci dochází k nerovnoměrnému rozložení vnitřních sil na jednotlivé prvky. Při tomto postupu dochází ke značné idealizaci, ve výpočtu je však nutné zohlednit vliv nelinearity (tahové síly v betonu, prokluz, individuální pracovní diagramy prvku), případně užít výpočet podle teorie I. nebo II. řádu.

U mostních konstrukcí se využívá teoretický model roštové tuhosti, kde pro tuhost $z \geq 25$ (závislé na délce, osově vzdálenosti a momentech setrvačnosti hlavních nosníků a příčníků) se příčný roznos v desce považuje za nekonečně tuhý, tj. příčný roznos zatížení v libovolném místě desky ovlivňuje vnitřní síly v každém nosníku. Zatížení je přenášeno pomocí příčinkové čáry, která udává procentuální podíl zatížení na jednotlivé nosníky. V reálné konstrukci může probíhat příčný roznos odlišně, krajní nosníky nemusí být dotčeny zatížením na opačném konci mostovky. Teoretický model se však při návrhu velmi často využívá a jeho výpočtem dostáváme hodnoty vnitřních sil na straně bezpečnosti.



Obrázek č. 22 - Roznos příčného zatížení pomocí příčinkové čáry

5.2 Digitální model s využitím MKP

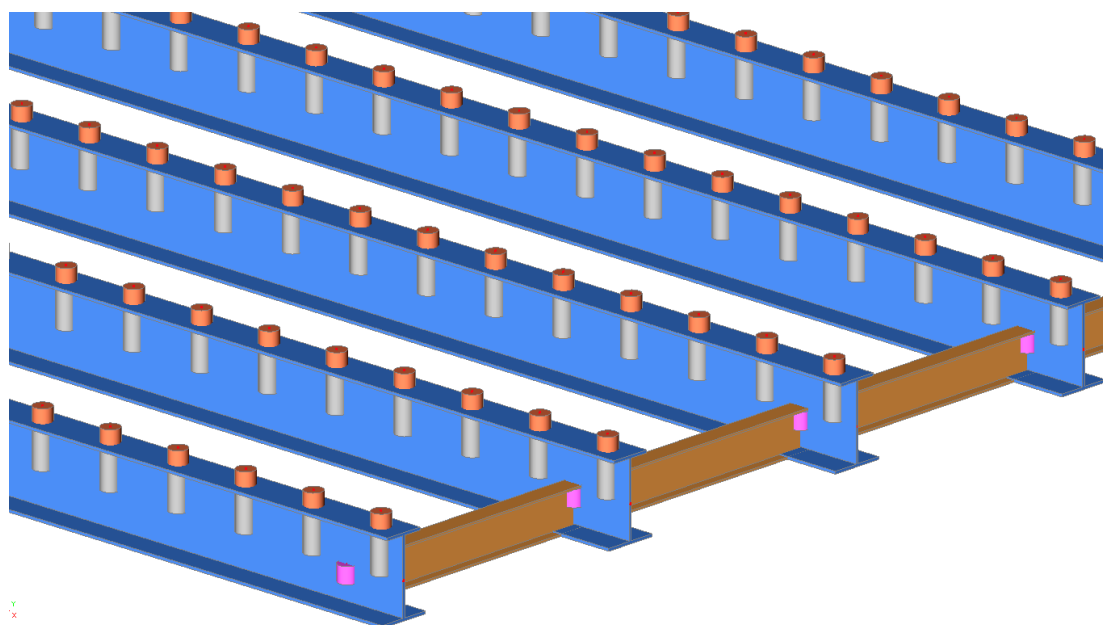
U složitějších staticky neurčitých konstrukcí se i u teoretického modelu setkáváme s vysokou složitostí výpočtu. S výhodou je možné využití počítačových software pro statické výpočty. Při modelování je konstrukce taktéž rozložena na dílčí prvky, které jsou dále rozděleny na systém konečných prvků (uzly, hrany), kterým se přiřazují vlastnosti reprezentující vzájemné vztahy mezi nimi. Konečným prvkům jsou dále přiřazovány vazby, geometrie, okrajové podmínky (stupně volnosti, interakce s podložím), zatížení, apod. Tím je možné prvkům přiřadit velké množství výpočetních parametrů, tvořit soustavy těles složitějších tvarů, vkládat podporám kontaktní plochy a zohlednit poddajnost vazeb, nechat působit zatížení na nenulových plochách.

Při modelování konstrukce mostu bylo využito grafického statického software využívající MKP Scia Engineer 2012 společnosti Nemetschek Scia [36]. Software zohledňuje při výpočtu globální analýzu konstrukce, je schopen provádět výpočty lineární, nelineární, stabilitní analýzy a jiné. Pomocí tohoto modelu byly získány reakce a vnitřní síly pro návrh nosné konstrukce.

V modelu byly využity tyto moduly a funkcionality

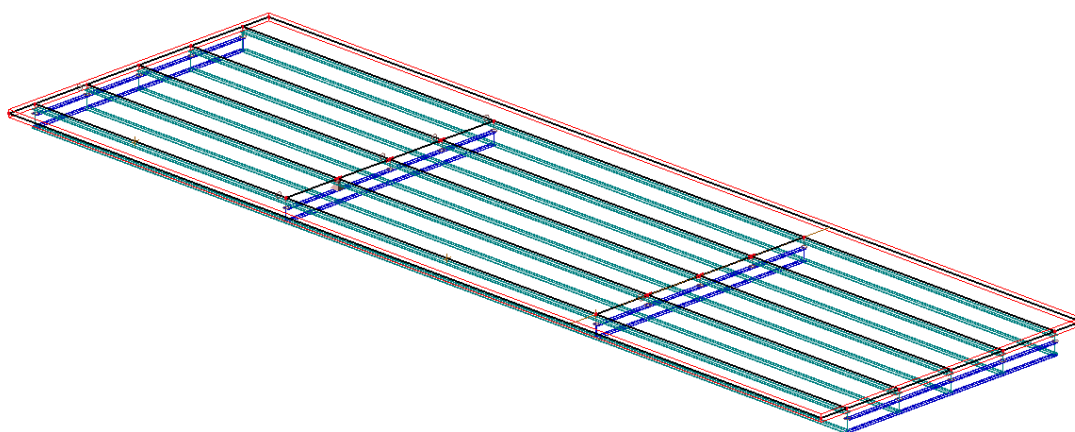
- ⇒ Beton
- ⇒ Ocel
- ⇒ Deska s žebry
- ⇒ Pohyblivá zatížení
- ⇒ Spřažené průřezy

V první fázi bylo snahou vytvořit maximálně exaktní model, proto byla mostovka modelována jako skořepina, hlavní nosníky a příčníky pomocí prutů vyjadřující excentricity nosníků. Spřažení bylo realizováno pomocí mnohonásobně tuhých ocelových prutů nulové hmotnosti a velkého průřezu. Tento model by poměrně přesně vystihoval chování spřažení, v případě potřeby by bylo možné snižovat tuhost spřažení a modelovat tak prokluz trnů. V kombinaci s pohyblivým zatížením, které generuje velmi vysoký počet zatěžovacích stavů, získával model na značné výpočetní složitosti a nebylo možné jej při dostupných počítačových sestavách v rozumném časovém horizontu realizovat.



Obrázek č. 23 - Model spřažení pomocí tuhých ramen

Z důvodu náročnosti na výkon procesoru bylo využito modulu spřažené desky s žebry, který poskytuje výpočetní software Scia Engineer 2012 [36]. Modul zohledňuje spolupůsobení spřaženého průřezu desky s nosníkem na určité excentricitě, a také je možné určit spolupůsobící šířku desky b_{eff} pro každý nosník. Využitím žebra můžeme interpretovat výsledky vnitřních sil a přepočítávat tak účinky z desky na 1D prvek pomocí náhradního T-průřezu. Při srovnání výsledků teoretického modelu a výstupy z programu Scia se výsledky lišily přibližně o 8 %. Teoretický model poskytoval vyšší hodnoty návrhového momentu (tedy na stranu bezpečnou), proti tomu model MKP je schopen zohlednit materiálové charakteristiky, parametry konstrukce a reálné chování betonu a oceli v konstrukci. V dalších kapitolách jsou použity hodnoty vnitřních sil a další návrhové veličiny z výše uvedeného modelu.



Obrázek č. 24 - Model konstrukce s využitím desky s žebry

Při výpočtu MKP je také nutné určit velikost výpočtové sítě deskového prvku a počet dílků dělení prutového prvku. Při různých velikostích sítě (1;0,5;0,2;0,1 m) se výsledky lišily, ale současně se zvyšující se přesností se exponenciálně zvyšovala složitost výpočtu, viz tab. č. 4. Odchylkou 0,14 % u hodnot vnitřních sil byla zajištěna dostatečná přesnost, proto je v modelu použita velikost sítě MKP 0,5 m.

Tabulka č. 4 - Přesnost a časová náročnost výpočtu v závislosti na velikosti sítě

Velikost sítě [m]	Hodnoty vnitřních sil [kNm]	Odchylka [%]	Časová náročnost [s]
1 m	827,11	0,84	49
0,5 m	834,04	0,00	108
0,2 m	835,19	0,14	491
0,1 m	835,83	0,08	2387

* Hodnoty jsou posuzovány vzhledem k síti se vzdáleností prvků 0,5 m

Výpočty byly realizovány na počítačové sestavě ASUS se čtyřjádrovým procesorem INTEL Core i7-2600 běžícím na taktu 3,4 GHz s Hyperthreadingem (virtuálně osmijádrovým procesorem), pamětí 8 GB RAM. Přesto výpočet kompletní konstrukce se všemi zatěžovacími stavy v provozní fázi trval 37 minut.

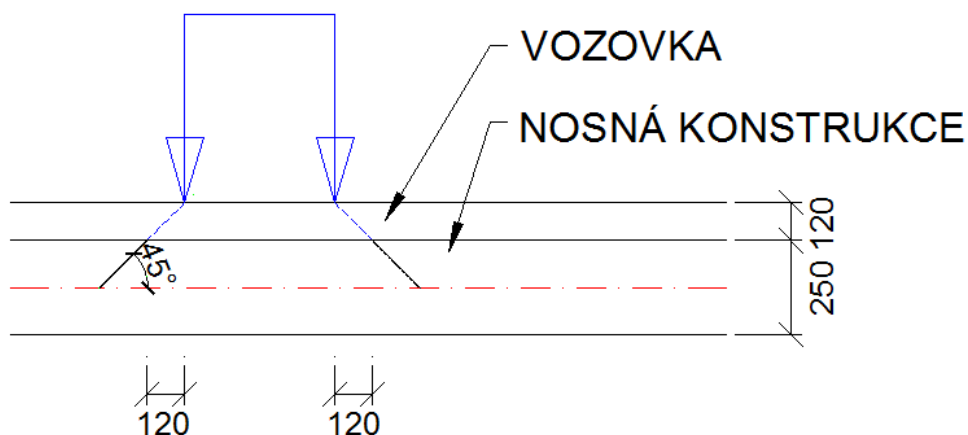
6 Zatížení

Zatížení konstrukce mostu je rozděleno dle působení v čase na stálé a proměnné. Stálé zatížení je tvořeno vlastní tíhou konstrukce a vlastní tíhou doplňkových konstrukcí (skladba komunikace, římsy, svodidla, zábradlí aj.).

Zatížení je určeno na základě norem

- ⇒ ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb [28]
- ⇒ ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí - zatížení mostů dopravou [29]

Roznos zatížení přes vozovku je realizován pod úhlem 45° k hornímu povrchu mostovky, přestože je možné roznášení uvažovat až do střednicové plochy desky mostovky [29]. Zvolený výpočet je na stranu bezpečnou.



Obrázek č. 25 - Roznos zatížení přes vozovku

6.1 Montážní stav

V montážním stavu hlavní nosníky odolávají zatížení každý samostatně, neboť nijak spolu vzájemně nespolutpůsobí. Mokrý beton je zde pouze uložen v bednění a přitěžuje konstrukci. Nosníky jsou zatíženy vlastní tíhou, tíhou mokrého betonu a proměnným zatížením při betonáži vyvolané osobami s malým staveništním vybavením (dělníci, betonovací vozík).

Stálé zatížení mokrým betonem

$$\gamma_{MB} = 26 \text{ kN/m}^3 \quad t = 250 \text{ mm}$$

$$g_{MB} = 6,5 \text{ kN/m}^2$$

Proměnné zatížení při betonáži

$$q_{M1} = 1,5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- na délce 3 m}$$

$$q_{M2} = 0,75 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- jinde}$$

Proměnné zatížení je nutné na spojitém nosníku rozmístit tak, aby vyvozovalo co nejnepříznivější účinek. Tam, kde konstrukci odlehčuje, není zatížení v modelu osazeno. Každý nosník přenáší polovinu na každou stranu sousedního pole. V montážním stavu nepřesáhne průhyb nosníku v žádném poli limitní hodnoty od stálého zatížení, proto není nutné uvažovat s rybníkovým efektem betonu.

6.2 Provozní stav - stálé zatížení mostu a vlastní tíha

Konstrukce je modelována pomocí prutů a ploch ve skutečných rozměrech, a proto je možné vlastní tíhu prvků nechat počítat programem [36]. Na konstrukci mostu dále působí stálým zatížením vozovka, římsy, svodidla, zábradlí a ostatní zařízení mostu. Zatížení jsou na konstrukci přímo modelována v místě jejich působení, přesahy říms jsou přepočítány z ekvivalentní plochy na liniové zatížení působící na hraně ŽB desky. Tato zatížení působí na konstrukci po celou dobu trvání konstrukce a jejich velikost, poloha a směr se v čase nemění. Stálé zatížení je modelováno v souladu s normou ČSN EN 1991-1-1 Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha, užité zatížení [28].

Tabulka č. 5 - Výpočet stálého zatížení mostu v provozním stavu

Stálé zatížení	tl. [m]	b [m]	γ [kN/m³]	g_k
vozovka	0,12	-	24	2,88 kN/m ²
římsa 1, římsa 2	0,3	-	25	7,50 kN/m ²
přesah římsy	0,6	0,25	25	3,75 kN/m
svodidlo	-	-	-	1,20 kN/m

6.3 Zatížení proměnná - zatížení mostu dopravou

Zatížení proměnná se v čase mění a mění se i jejich velikost a směr. Z proměnných zatížení má největší odezvu na konstrukci mostu zatížení dopravou nebo zatížení ovlivňující dopravu na mostě. Toto zatížení je deklarováno v normě ČSN EN 1991-2 [29] a je klasifikováno jako volné zatížení s platností pro mosty o délce do 200 m. Jednotlivé modely nepopisují skutečná zatížení, jsou navrženy tak, aby vyjadřovaly skutečné účinky dopravy v evropských zemích. Všechny modely v sobě zahrnují dynamické vlivy zatížení, a proto není nutné zjišťovat zvlášť dynamické účinky dopravy. Rozdíly ve skladbě dopravních proudů jsou vyjádřeny pomocí regulačních součinitelů α a β dle tabulky v normě [29]. Komunikace převádějící dopravu na mostě spadá do skupiny 1 a příslušné hodnoty součinitelů jsou použity ve výpočtu.

Tabulka č. 6 - Regulační součinitele dle [333]

skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	$\alpha_{qi} (i > 2)$	α_{qr}
1	0,8	0,8	0,8	0,8	1,0	1,0
2	0,8	0,5	0,5	0,5	1,0	1,0

Doprava na mostě je vedena mezi svodidly v šířce 8 m, zachytný systém neumožňuje vznik jiné mimořádné situace, např. vjetím vozidla na chodník nebo jinou část konstrukce. Vozovka je rozdělena do 2 zatěžovacích pruhů a zbytkové plochy podle schématu.

Tabulka č. 7 - Výpočet počtu a šířky zatěžovacích pruhů [29]

šířka vozovky „w“	počet návrhových zatěžovacích pásů	šířka návrhového zatěžovacího pásu	šířka zbytkové plochy
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_i = 1$	3,0 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w \leq 6,0 \text{ m}$	$n_i = 2$	$w/2$	0,0 m
$6,0 \leq w < 9,0 \text{ m}$ $w \geq 9,0 \text{ m}$	$n_i = 2$ $n_i = 3$	3,0 m	$w - 3 \cdot n_i$

$w = 8 \text{ m}$

$n_1 = 2$

$w_1 = 3 \text{ m}$

$w_2 = 3 \text{ m}$

$w_r = 1 \text{ m}$

$w \dots$ šířka vozovky

$n_1 \dots$ počet zatěžovacích pruhů

$w_1 \dots$ šířka pruhu 1

$w_2 \dots$ šířka pruhu 2

$w_r \dots$ šířka pruhu zbytkové plochy vozovky

Zatížení vyvolané jednotlivými modely vozidel je přenášeno na konstrukci pomocí náprav, kde každá náprava je definována velikostí působící síly a plochou, na které se daná síla roznáší. Síla působící bodově na nulové ploše vyvolá nekonečné napětí v místě působení, proto se zavádějí plochy reprezentující styčnou plochu kol. Roznos této dotykové plochy přes vozovku je možné dle [29] uvažovat pod úhlem 45° až do střednicové plochy desky mostovky. V modelu roznáším síly pouze přes vozovku k hornímu okraji nosné konstrukce, a tím zvětšuji styčnou plochu o 0,12 m na každou stranu, viz znázornění na obr. 25. Roznos pouze k hornímu okraji mostovky je na stranu bezpečnosti výpočtu konstrukce.

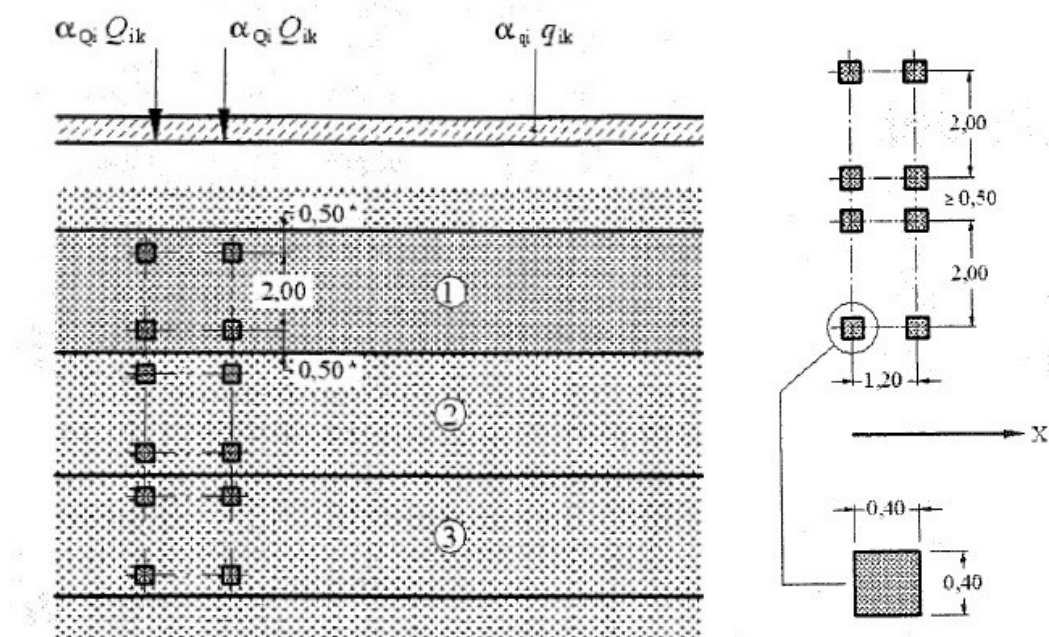
Model zatížení 1 (LM1)

Model zatížení 1 je složen ze soustředěného zatížení od dvojnápravy (TS) a rovnoměrného zatížení (UDL). Dvojnáprava TS je tvořena soustavou o tíze $\alpha_Q \cdot Q_k$ umístěné v každém zatěžovacím pruhu. V souladu s [29] předpokládám pohyb v ose zatěžovacího pruhu, každá náprava je reprezentována kolem působícím poloviční silou na kontaktní ploše o velikosti čtverce o straně 0,4 m. Tato plocha je zvětšena díky roznosu zatížení přes vozovku na čtverec o straně délky 0,6 m.

Tabulka č. 8 - Nápravové síly a rovnoměrné zatížení v pruzích dle LM1

LM1	Síly od náprav	Rovnoměrné zatížení
pruh č. 1	$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$	$q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$
pruh č. 2	$Q_{2k} = 300 \text{ kN}^*$	$q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
zbytková plocha		$q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
plocha chodníku (častá hodnota zatížení)		$q_{ch} = 3,0 \text{ kN/m}^2$

* v [29] a v národní příloze je definována podmínka jak postupovat, nelze-li umístit na vozovku tři zatěžovací pruhy, a spočítat tak celkové a lokální účinky. V takovémto případě se síly z 2. a 3. pruhu soustřeďují do pruhu č. 2 a velikost síly na nápravu je součtem těchto sil – viz [29] 4.3.2 Model zatížení 1.



Obrázek č. 26 - Použití modelu LM1 a roznos zatížení dle [29]

Výpočet zatížení soustavy vozidel LM1 s užitím regulačních součinitelů

$$\alpha_{Q1,2} = 0,8 \quad \alpha_{q1} = 0,8 \quad \alpha_{q2(r)} = 1$$

$$F_{1k} = 150 \text{ kN} \quad q_1 = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{2k} = 100 + 50 = 150 \text{ kN} \quad q_2 = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

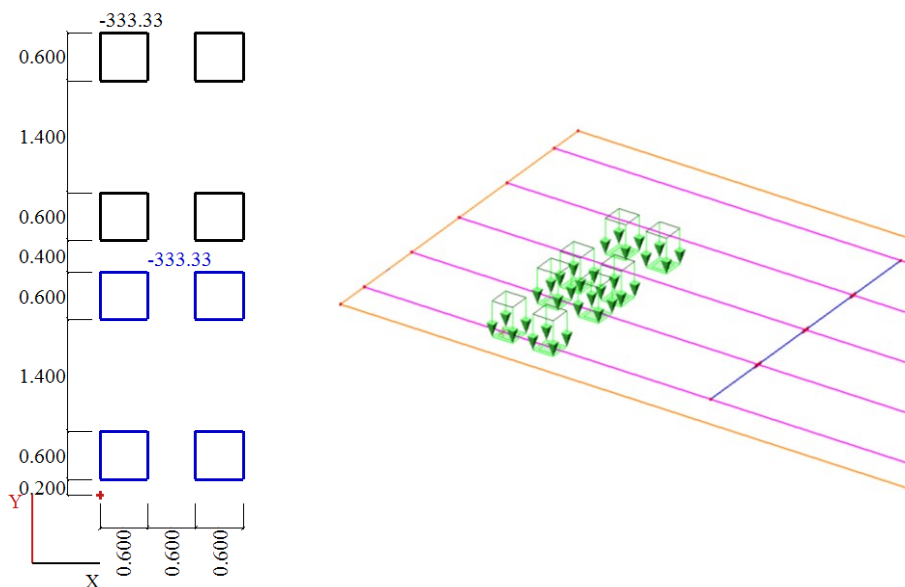
$$q_r = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{LM1} = \frac{F_{1k} \cdot \alpha_{Q1}}{A} = \frac{150 \cdot 0,8}{0,6^2} = \mathbf{333,33 \text{ kN/m}^2}$$

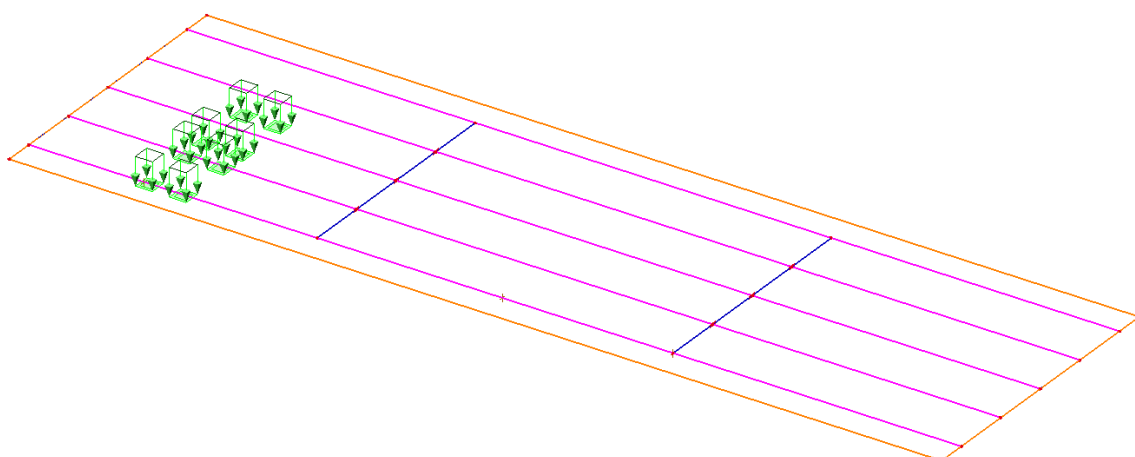
$$q_{1,rov} = q_1 \cdot \alpha_{q1} = 9 \cdot 0,8 = \mathbf{7,2 \text{ kN/m}^2}$$

$$q_{2(r)rov} = q_{2(r)} \cdot \alpha_{q2(r)} = 2,5 \cdot 1 = \mathbf{2,5 \text{ kN/m}^2}$$

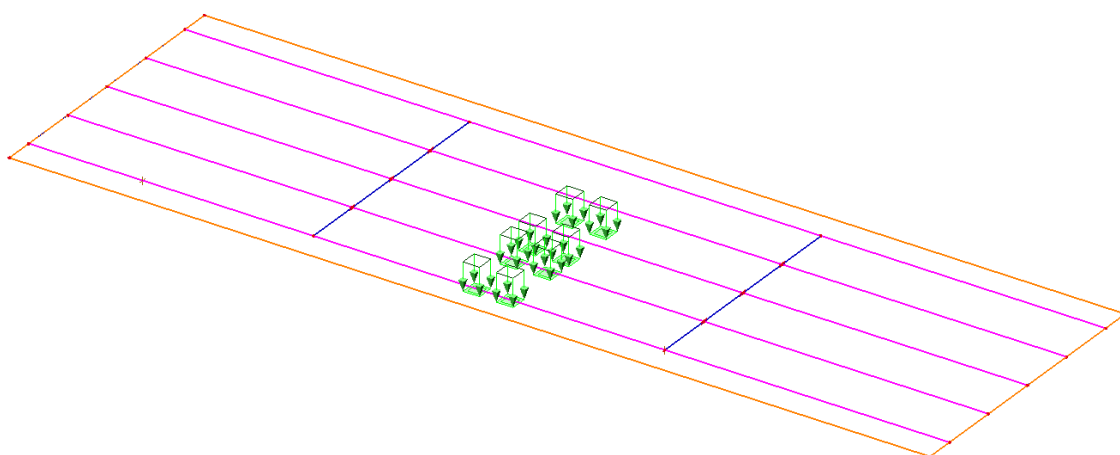
Dvojnápravy (TS) mají být v modelu umístěny tak, aby vyvodily maximální odezvu dané konstrukce na určitý zatěžovací stav. Při modelování byly dvojnápravy vytvořeny v programu SCIA nejprve jako šablony zatížení dle obr. č. 27, poté byla definována dráha dopravního pruhu, po které se šablona pohybovala, a následně byla rozložena do dílčích zatěžovacích stavů dle zvoleného kroku pohybu (viz níže).



Obrázek č. 27 - Šablona zatížení modelu LM1

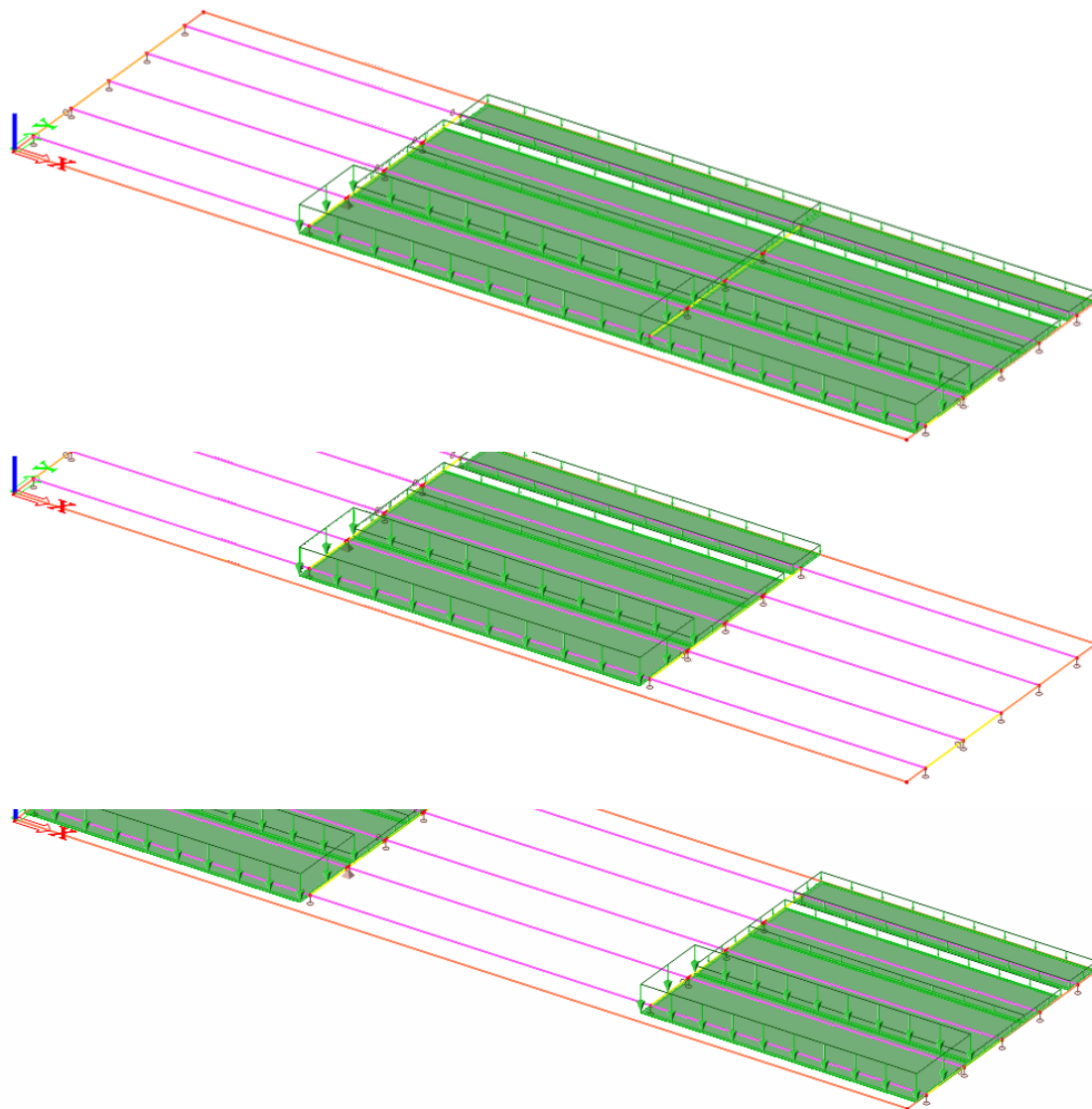


Obrázek č. 28 - Poloha dvojnápravy pro maximální ohybový moment v krajním poli



Obrázek č. 29 - Poloha dvojnápravy pro maximální ohybový moment ve vnitřním poli

Jelikož se jedná o spojitý nosník o třech polích, je nutné rovnoměrné zatížení (UDL) rozdělit do více zatěžovacích stavů, protože je žádoucí vyloučit jak situace, kdy by zatížení v určitých místech působilo příznivě, a tím odlehčovalo konstrukci, tak podchytit kombinace umístění zatížení vyvolávající maximální odezvu jednotlivých vnitřních sil.



Obrázek č. 30 - Polohy UDL pro maximální odezvu (M_{max} v podpoře, Max reakce v podpoře, M_{max} ve vnitřním/krajním poli)

Model zatížení 2 (LM2)

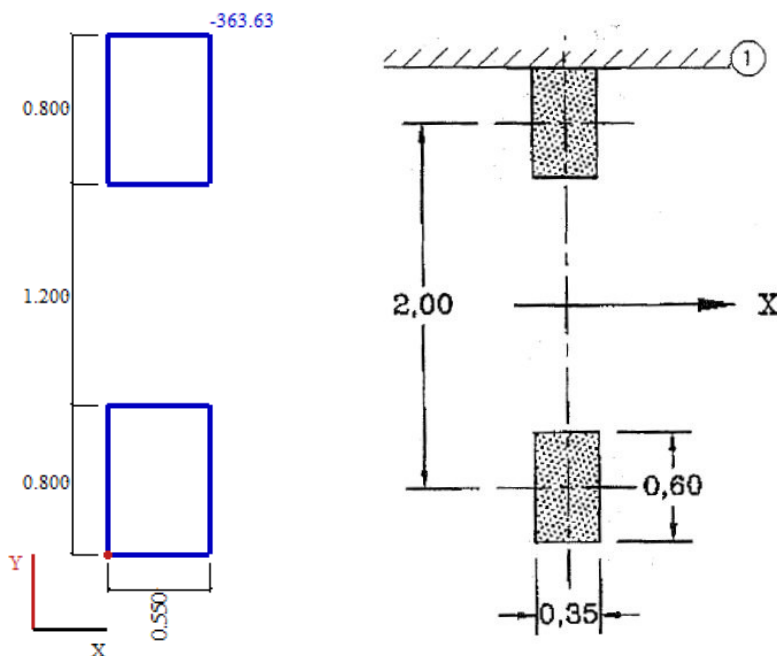
Dle [29] a příslušné národní přílohy model LM2 reprezentuje jednu nápravovou sílu o velikosti $\beta_Q \cdot Q_{ak}$, kde $\beta_Q = \alpha_{Q1}$ a $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$ včetně dynamického součinitele. Náprava může působit v kterémkoli místě vozovky, aby vyvolala maximální hledanou odezvu konstrukce. Dotyková plocha jednoho kola je definována obdélníkem o rozměrech 0,35 x 0,60 m a osové vzdálenosti 2,00 m. Při modelování jsem plochu zvětšil díky roznosu vozovky o 0,12 m všesměrně (viz obrázek č. 25). LM2 je v programu SCIA modelován stejně jako LM1 pomocí šablony zatížení pohybující se po určité dráze tak, aby vyvolala co nejnepříznivější odezvu konstrukce.

Výpočet zatížení soustavy vozidel LM2 s užitím regulačního součinitele

$$\beta_Q = 0,8 \quad Q_{ak} = 400 \text{ kN}$$

$$q_{LM2} = \frac{Q_{ak} \cdot \beta_Q}{2 \cdot A} = \frac{200 \cdot 0,8}{0,55 \cdot 0,8} = \mathbf{363,63 \text{ kN/m}^2}$$

q_{LM2} ... roznesená síla na jedno kolo nápravy



Obrázek č. 31 - Šablona zatížení modelu LM2 a plocha dle [29]

Model zatížení 3 (LM3)

Model LM3 reprezentuje zatížení zvláštními vozidly a stanovuje jej příslušný úřad. Norma [29] udává normalizované typy zatěžovacích vozidel dle tabulky A.1 přílohy A. Při návrhu mostu by měl zadavatel uvést, jaká nadměrná vozidla musí konstrukce přenést. Standardně se navrhuje na vozidla hmotnosti 60 tun, 180 tun a 300 tun dle doporučení NA. Pokud není definováno zvláštní vozidlo, dovoluje dle poznámky 2 přílohy A normy [29] namísto zvláštního vozidla použít zatěžovací model LM1, který při užití regulačních součinitelů $\alpha_{Qi} = 1$ a $\alpha_{qi} = 1$ pokryje účinky normalizovaného zatěžovacího modelu 600/150 (tj. 60t vozidla).

Tabulka č. 9 - Třídy zvláštních vozidel a zvolená zvláštní vozidla dle přílohy A [29]

Celková tíha	Skladba náprav	Označení
600 kN	4 nápravy po 150 kN	600/150
900 kN		
1 200 kN	8 náprav po 150 kN nebo 6 náprav po 200 kN	1 200/150 1 200/200
1 500 kN	10 náprav po 150 kN nebo 7 náprav po 200 kN + 1 náprava 100 kN	1 500/150 1 500/200
1 800 kN	12 náprav po 150 kN	1 800/150
2 400 kN	12 náprav po 200 kN nebo 10 náprav po 240 kN nebo 6 náprav po 200 kN (vzdálenost 12 m) + 6 náprav po 200 kN	2 400/200 2 400/240 2 400/200/200
3 000 kN	15 náprav po 200 kN nebo 12 náprav po 240 kN + 1 náprava 120 kN nebo 8 náprav po 200 kN (vzdálenost 12 m) + 7 náprav po 200 kN	3 000/200 3 000/240 3 000/200/200
3 600 kN	18 náprav po 200 kN nebo 15 náprav po 240 kN nebo 9 náprav po 200 kN (vzdálenost 12 m) + 9 náprav po 200 kN	3 600/200 3 600/240 3 600/200/200

Tabulka č. 10 - Popis zvláštních vozidel včetně počtu náprav dle přílohy A [29]

	Nápravy 150 kN	Nápravy 200 kN	Nápravy 240 kN
600 kN	$n = 4 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$		
900 kN			
1 200 kN	$n = 8 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$	$n = 6 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$	
1 500 kN	$n = 10 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$	$n = 1 \times 100 + 7 \times 200$ $e = 1,50 \text{ m}$	
1 800 kN	$n = 12 \times 150$ $e = 1,50 \text{ m}$		

V modelu řešeném v diplomové práci nebylo využito možnosti 60t vozidla modelu LM1. Konstrukce byla vystavena účinkům zatížení 90t vozidla (900/150) a 180t vozidla (1800/200). Vozidla byla zvolena v závislosti na šířkovém uspořádání převáděné komunikace a možnostech směrového řešení v místě mostu. Roznášecí plocha pro nápravy 100 kN až 200 kN je 0,15x1,20 m, rozšířená o 0,12 m dle roznosu vozovky (viz obr. 25). Uvažované vozidlo se pohybuje přes most nízkou rychlostí do 5 km/h a pokud se bude vyskytovat na mostě, bude vyloučena všechna ostatní doprava. Proto nebude model LM3 kombinován s dalšími modely LM1 na zbytkových pruzích a plochách, jak je uvedeno v příloze A normy [29].

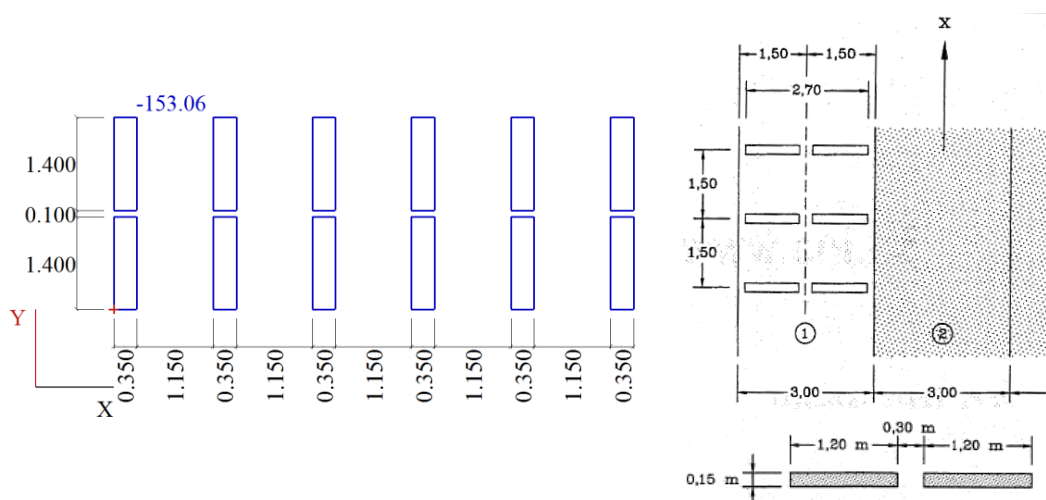
Výpočet zatížení soustavy vozidel LM3

Vozidlo 900/150 - 6 náprav po 150 kN

$$Q_{ak} = 150 \text{ kN} \quad A = 0,35 \times 1,40 \text{ mm}$$

$$q_{LM3,90t} = \frac{Q_{ak}}{2 \cdot A} = \frac{150}{2 \cdot 0,35 \cdot 1,4} = \mathbf{153,06 \text{ kN/m}^2}$$

$q_{LM3,90t}$...roznesená síla na jedno kolo nápravy 90t vozidla



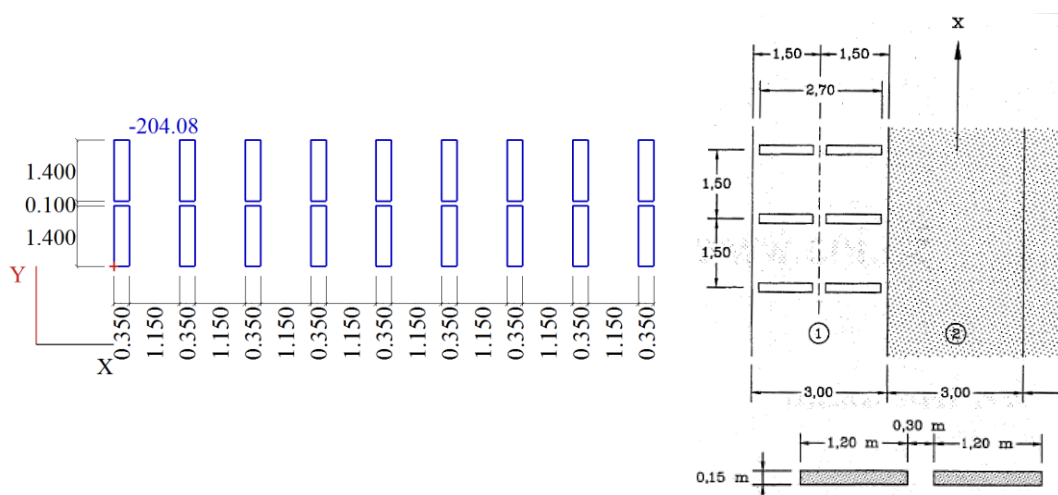
Obrázek č. 32 - Šablona zatížení modelu LM3-90t
a použití modelu v pruhu dle [29]

Vozidlo 1800/200 - 9 náprav po 200 kN

$$Q_{ak} = 200 \text{ kN} \quad A = 0,35 \times 1,40 \text{ mm}$$

$$q_{LM3,180t} = \frac{Q_{ak}}{2 \cdot A} = \frac{200}{2 \cdot 0,35 \cdot 1,4} = \mathbf{204,08 \text{ kN/m}^2}$$

$q_{LM3,180t}$...roznesená síla na jedno kolo nápravy 180t vozidla



Obrázek č. 33 - Šablona zatížení modelu LM3-180t
a použití modelu v pruhu dle [29]

Model zatížení 4 (LM4)

LM4 reprezentuje zatížení davem lidí a má se uvažovat výhradně v dočasných návrhových situacích. Jelikož se most nachází uprostřed urbanizované oblasti, předpokládám možnost konání demonstrace nebo průvodu, a proto v modelu uvažuji i LM4. Model je tvořen spojitým rovnoměrným zatížením o velikosti $q_{ch} = 5 \text{ kN/m}^2$ a jsou v něm rovněž zahrnuty dynamické účinky zatížení. Stejně jako v LM1 je nutné zatížení rozdělit do více zatěžovacích stavů, neboť na spojitém nosníku některá zatížení působí příznivě, a proto je nutné je vyloučit.

Vodorovné zatížení - brzdné a rozjezdové síly

Předchozí uvedené modely zatěžovaly konstrukci především ve svislém směru kolmo na mostovku. Brzdné a rozjezdové síly se uvažují jako podélné síly způsobující maximální hodnoty reakcí v uložení ve vodorovném směru. Tyto síly jsou přepočteny jako část největšího zatížení modelu LM1 reprezentujícího skladbu vozidel na komunikaci. Sílu je možné umístit do osy pruhů nebo osy vozovky, pokud vliv excentricity není významný. V modelu jsem sílu rozdělil na rovnoměrné spojitě liniové zatížení působící v místě vozovky, což umožňuje norma [29]. Rozjezdová síla je stejná jako brzdná síla, má stejné působíště, ale opačný směr. Tyto síly vyvozují kromě vodorovných sil v podporách také na hlavním spojitém nosníku nezanedbatelné ohybové momenty M_y . Na brzdné a rozjezdové síly se navrhují typy ložisek pro přenesení vodorovných sil.

Dalším typem vodorovných sil jsou odstředivé síly, ty ale na konstrukci nepůsobí, neboť je trasa komunikace na mostě vedena v přímém směru. Konstrukce také může vodorovně namáhat vítr opírající se o boční strany vozidel a návěsů, ale tento zatěžovací stav není v DP uvažován.

Výpočet zatížení brzdných a rozjezdových sil dle [29]

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0,1 \cdot \alpha_{Q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 0,8 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 33 = 359,28 \text{ kN}$$

$L = 33 \text{ m}$... délka nosné konstrukce

$w_1 = 3 \text{ m}$... šířka pruhu 1

dle normy vyhovuje $180 \cdot \alpha_{Q1} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN}$

Přepočtení brzdných a rozjezdových sil na rovnoměrné zatížení v místě vozovky

$$q_{lk} = \frac{Q_{lk}}{s_v} = \frac{359,28}{8} = \mathbf{44,91 \text{ kN/m}}$$

s_v ... šířka vozovky v metrech

6.4 Kombinace zatížení

Při modelování konstrukce v programu SCIA bylo vytvořeno 229 zatěžovacích stavů. Tyto jednotlivé zatěžovací stavy reprezentující výše zmíněné modely zatížení je potřeba dále kombinovat do zatěžovacích systémů pomocí sestav dle tab. č. 11 uvedené v normě [29].

Tabulka č. 11 - Stanovení sestav zatížení dopravou dle [29]

		VOZOVKA					CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY	
Typ zatížení		svislé síly				vodorovné síly		pouze svislé zatížení
Odkaz		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidí)	brzdné a rozjezdové síly	odstředivé síly a příčné síly	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				a)	a)	kombinační hodnota ^{b)}
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty ^{b)}				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3 ^{d)}							charakteristická hodnota ^{c)}
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota ^{b)}
	gr5	viz příloha A		charakteristická hodnota				
Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)								
^{a)} Lze definovat v národní příloze. ^{b)} Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m ² . ^{c)} Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou chodníků, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku. ^{d)} Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.								

Jednotlivé modely LM1-4 se vzájemně vylučují, jsou tedy výběrovými proměnnými zatíženími v kombinačních vzorcích modelu SCIA. Kombinováním jednotlivých sestav LM a ostatních zatížení je dosaženo nejnepríznivějších situací pro jednotlivé odezvy a vnitřní síly konstrukce.

Zatěžovací stavy jsou zadávány do „Kombinací“ v programu SCIA jako charakteristické hodnoty zatížení bez součinitelů bezpečnosti γ a bez součinitelů ψ pro kombinování současného výskytu. Kombinace jsou dále rozděleny do „Tříd výsledků“ pro procházení všech maximálních účinků a současně výsledků jednotlivých zatěžovacích modelů LM. Zatěžovací stavy jsou vzájemně dle tab. č. 11 kombinovány se součiniteli bezpečnosti rovny 1 proto, abychom našli obalové křivky a maximální reakce v konstrukci. Z obalových křivek zjistíme hledanou kombinaci (tj. zatěžovací systém) a pozici kritického průřezu, které vyvolávají maximální odezvu konstrukce.

7 Výpočet vnitřních sil

Vnitřní síly jsou počítány pomocí programu SCIA [36] na výše uvedeném modelu. V programu jsou zatížení zadávána ve svých charakteristických hodnotách, jelikož pro posouzení mezního stavu použitelnosti jak pro omezení napětí, tak pro průhyby konstrukce, potřebujeme charakteristické hodnoty. Převedení na návrhové hodnoty pomocí součinitelů spolehlivosti dochází pomocí kombinačních vzorců dle ČSN EN 1990 - Zásady navrhování konstrukcí [27], které jsou nutné při posouzení mezního stavu únosnosti konstrukce.

7.1 Hodnoty vnitřních sil montážního stavu

Stálé zatížení je způsobeno vlastní tíhou nosníku, mokrým betonem a proměnným zatížením vyvolaným betonovacími vozíky, bedněním a dělníky. Hodnoty jsou vypočteny pomocí programu SCIA [36].

$\gamma_G = 1,35$... součinitel spolehlivosti pro stálá zatížení

$\gamma_Q = 1,5$... součinitel spolehlivosti pro ostatní proměnná zatížení

Návrhová hodnota kladného ohybového momentu ve vnitřním poli MSÚ

- kritický průřez na hlavním nosníku v místě $x = 16,50$ m

$$M_{max}^+ = 174,37 \text{ kNm}$$

Návrhová hodnota kladného ohybového momentu v krajním poli MSÚ

- kritický průřez na hlavním nosníku v místě $x = 3,40$ m

$$M_{max}^+ = 182,55 \text{ kNm}$$

Návrhová hodnota kladného ohybového momentu v krajním poli MSÚ

- kritický průřez na hlavním nosníku v místě $x = 10,20$ m

$$M_{max}^- = -299,96 \text{ kNm}$$

Návrhová hodnota posouvající síly v podpoře MSÚ

- kritický průřez na hlavním nosníku v místě $x = 10,20$ m

$$V_{max} = 146,99 \text{ kN}$$

7.2 Hodnoty vnitřních sil provozního stavu

Pro výpočet MSÚ je potřeba určit návrhové hodnoty vnitřních sil a reakcí. Z obalových křivek zjistíme, že např. maximální kladný ohybový moment v poli hlavního nosníku vyvozuje kombinace LM3-180t-stav-22 (složena z vlastní tíhy konstrukce, stálého zatížení LC2 a zatížení L199-LM3-180t-jump10,5) a kritický průřez je v místě $x = 16,752$ m. Pro stanovení návrhových hodnot použijeme příslušný kombinační vztah a hodnotu součinitele ψ z v normy ČSN EN 1990 - Zásady navrhování konstrukcí [27]. Návrhová hodnota je pak superpozicí dílčích charakteristických hodnot výsledků programu SCIA (v místě kritického průřezu) vynásobených příslušnými součiniteli.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Obrázek č. 34 - Kombinační vztah 6.10(a,b) pro MSÚ dle ČSN EN 1990 [27]

Tabulka č. 12 - Hodnoty součinitelů ψ pro mosty pozemních komunikací dle [27]

ZATÍŽENÍ	ZNAČKA		ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_{1,infq}$
ZATÍŽENÍ DOPRAVOU	gr1a (LM+zatížení chodci nebo cyklisty)	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0,00	0,80
		UDL (rovn. zat.)	0,40	0,40	0,00	0,80
		zatížení chodci + zatížení cyklisty	0,40	0,40	0,00	0,80
	gr1b (jednotlivá náprava)		0,00	0,75	0,00	0,80
	gr2 (vodorovné síly)		0,00	0,00	0,00	1,00
	gr3 (zatížení chodci)		0,00	0,00	0,00	0,80
	gr4 (LM4 - zatížení davem lidí)		0,00	0,75	0,00	0,80
	gr5 (LM3 - zvláštní vozidla)		0,00	0,00	0,00	1,00

Výpočet návrhových hodnot vnitřních sil a reakcí:

$\gamma_G = 1,35$... součinitel spolehlivosti pro stálá zatížení

$\gamma_Q = 1,35$... součinitel spolehlivosti pro proměnná zatížení silniční dopravou

$\gamma_Q = 1,5$... součinitel spolehlivosti pro ostatní proměnná zatížení

Návrhová hodnota kladného ohybového momentu ve vnitřním poli MSÚ

- vyvozuje sestava gr5 s modelem LM3-180t (1800kN/200kN)
- kritický průřez na hlavním nosníku v místě $x = 16,752$ m

Kombinace *LM3-180t-stav22* se sestává

⇒ LC1 Vlastní tíha	$M_{LC1} = 96,83 \text{ kNm}$
⇒ LC2 Stálé zatížení	$M_{LC2} = 82,26 \text{ kNm}$
⇒ L199-LM3-180t-jump 10.5	$M_{LM3} = 736,78 \text{ kNm}$

$$M_{max}^+ = \gamma_G \cdot M_{LC1} + \gamma_G \cdot M_{LC2} + \gamma_Q \cdot M_{LM3}$$

$$M_{max}^+ = 1,35 \cdot 96,83 + 1,35 \cdot 82,26 + 1,35 \cdot 736,78 = \mathbf{1236,42 \text{ kNm}}$$

Návrhová hodnota kladného ohybového momentu v krajním poli MSÚ

- vyvozuje sestava gr1a s modelem LM1+častá hodnota zatížení chodníku
- kritický průřez na hlavním nosníku v místě $x = 4,08$ m

Kombinace *LM1-stav83* se sestává

⇒ LC1 Vlastní tíha	$M_{LC1} = 104,86 \text{ kNm}$
⇒ LC2 Stálé zatížení	$M_{LC2} = 90,53 \text{ kNm}$
⇒ LM1_2-plosne2	$M_{LM1_2} = 119,82 \text{ kNm}$
⇒ L7-LM1-jump 3.0	$M_{LM1} = 519,13 \text{ kNm}$

$$M_{max}^+ = \gamma_G \cdot M_{LC1} + \gamma_G \cdot M_{LC2} + \gamma_Q \cdot M_{LM1} + \gamma_Q \cdot \psi_{0,LM1-2} \cdot M_{LM1-2}$$

$$M_{max}^+ = 1,35 \cdot 104,86 + 1,35 \cdot 90,53 + 1,35 \cdot 119,82 + 1,35 \cdot 0,4 \cdot 519,13 \\ = \mathbf{1029,30 \text{ kNm}}$$

Návrhová hodnota záporného ohybového momentu v podpoře MSÚ

- vyvozuje sestava gr5 s modelem LM3-180t (1800kN/200kN)
- kritický průřez na hlavním nosníku v místě $x = 22,80$ m

Kombinace *LM3-180t-stav22* se sestává

- | | |
|---------------------------|---------------------------------|
| ⇒ LC1 Vlastní tíha | $M_{LC1} = -188,86 \text{ kNm}$ |
| ⇒ LC2 Stálé zatížení | $M_{LC2} = -179,94 \text{ kNm}$ |
| ⇒ L199-LM3-180t-jump 10.5 | $M_{LM3} = -755,82 \text{ kNm}$ |

$$M_{max}^- = \gamma_G \cdot M_{LC1} + \gamma_G \cdot M_{LC2} + \gamma_Q \cdot M_{LM3}$$

$$M_{max}^- = 1,35 \cdot (-188,86) + 1,35 \cdot (-179,94) + 1,35 \cdot (-755,82) = -1518,24 \text{ kNm}$$

Návrhová hodnota posouvající síly v podpoře MSÚ

- vyvozuje sestava gr5 s modelem LM3-180t-stav17 (1800kN/200kN)
- kritický průřez na hlavním nosníku v místě $x = 22,80$ m

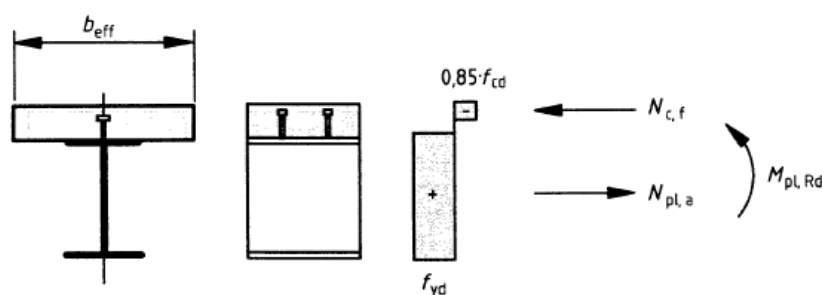
$$V_{Ed,max} = 775,40 \text{ kN}$$

8 Hlavní nosník

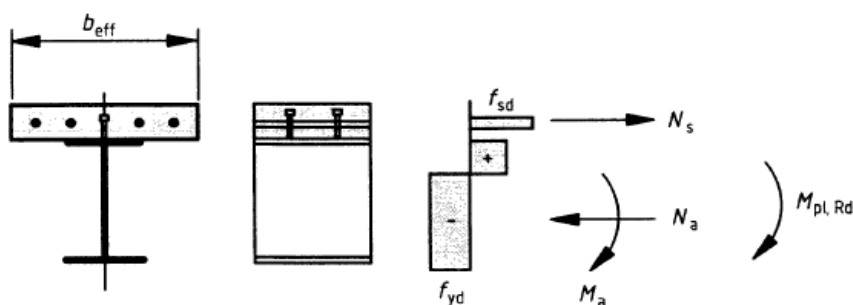
Konstrukce se skládá z pěti hlavních nosníků. Úkolem je navrhnout a zvolit co možná nejefektivnější rozměry pro hlavní nosník. Snahou v této diplomové práci bylo navržení spřažení desky s nosníkem z válcovaného profilu, aby nebylo nutné profil předem svařovat.

8.1 Návrh hlavního nosníku

Pro návrh hlavního nosníku byl zvolen válcovaný profil IPE 600 o celkové délce 33,6 m. Tuto délku není možné dopravit na staveniště v jednom kuse, proto bude rozdělen na tři části a svařen na montáži v jeden celek. Další rozměry nosníku jsou uvedeny níže. Profil hlavního nosníku je namáhán ve dvou fázích, nejprve v montážní fázi, kde přenáší zatížení samostatně a poté je spřažen s železobetonovou deskou. Pro mezní stav únosnosti je použit plastický výpočet, který by bylo možné použít i při případném nepříznivém zatřetížení průřezu, neboť ŽB deska stabilizuje horní pásnici profilu. IPE 600 však patří do třídy 1 pro ohyb, proto můžeme bez výhrad použít plastický výpočet.



Obrázek č. 35 - Plastické rozdělení napětí pro spřažený průřez pro kladný moment



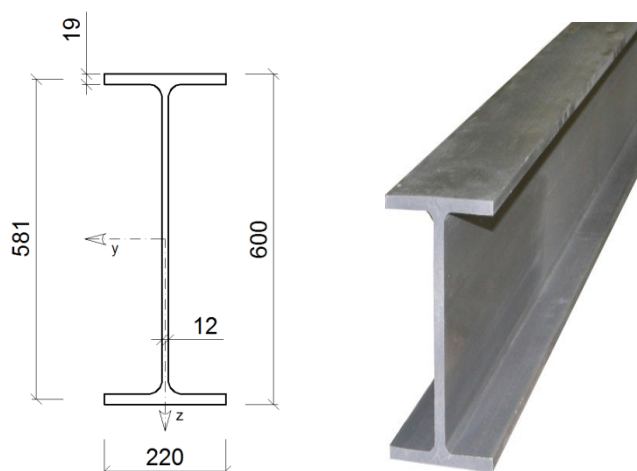
Obrázek č. 36- Plastické rozdělení napětí pro spřažený průřez pro záporný moment

Rozměry hlavního nosníku

IPE 600 (S355)			mm		mm		mm ²
horní pásnice	H _p	h ₁	19	t ₁	220	A _{HP}	4180
stojina	S	h _w	562	t _w	12	A _S	6744
dolní pásnice	D _p	h ₂	19	t ₂	220	A _{DP}	4180

Tabulka č. 13 - Parametry průřezu IPE 600

Typ průřezu	IPE 600 (S355)				
Plocha průřezu	A	15598,443	mm ²	1,56E-02	m ²
Výška nosníku	h	600,0	mm	0,6	m
Šířka nosníku	b	220,0	mm	0,22	m
Tloušťka stojiny	t _w	12,0	mm	0,012	m
Tloušťka pásnice	t _f	19,0	mm	0,019	m
Moment setrvačnosti k ose y	I _y	920833980,7	mm ⁴	9,21E-04	m ⁴
Moment setrvačnosti k ose z	I _z	33873373,00	mm ⁴	3,39E-05	m ⁴
Pružný průřezový modul k ose y	W _y	3069446,60	mm ³	3,07E-03	m ³
Plastický průřezový modul k ose y	W _{y,pl}	3512399,76	mm ³	3,51E-03	m ³
Pružný průřezový modul k ose z	W _z	307939,75	mm ³	3,08E-04	m ³
Plastický průřezový modul k ose z	W _{z,pl}	485649,28	mm ³	4,86E-04	m ³
Poloměr setrvačnosti k ose y	i _y	242,97	mm	0,243	m
Poloměr setrvačnosti k ose z	i _z	46,60	mm	0,0466	m
Moment tuhosti v prostém kroucení	I _t	1654167,4	mm ⁴	1654,2	m ⁴
Hmotnost na metr délky			g	122,45	kg/m
Třída průřezu v ohybu			Tř.	1,00	



Obrázek č. 37 - Ocelový nosník IPE 600

8.2 Posouzení mezního stavu únosnosti

8.2.1 Únosnost v ohybu - montážní stav

⇒ v montážním stavu přenáší zatížení pouze ocelový nosník a ten je třeba posoudit

Průřezové charakteristiky nosníku

Výška nosníku	h=	600	mm
Plocha nosníku	A_{hIn}	15104	mm ²
Plocha pro smykovou únosnost	A_{vz}	8380	mm ²

Poloha neutrální osy (vzdálenost x od dolního okraje ocelového profilu)

$x_a = 300,00$ mm ze statického momentu

Vypočtená hodnota únosnosti profilu **IPE 600** - (zanedbání poloměrů zaoblení profilu)

$$M_{Pl,Rd} = 1198,53 \text{ kNm}$$

Tabulková hodnota únosnosti profilu

$$M_{Pl,Rd} = 1246,80 \text{ kNm}$$

Posouzení kladného momentu v poli

$M_{pl,Rd} =$	1246,80	kNm	>	$M_{sd} =$	182,55	kNm	Vyhovuje
---------------	---------	-----	---	------------	--------	-----	----------

Posouzení záporného momentu v podpoře

$M_{pl,Rd} =$	1246,80	kNm	>	$M_{sd} =$	299,96	kNm	Vyhovuje
---------------	---------	-----	---	------------	--------	-----	----------

8.2.2 Únosnost v ohybu - provozní stav

Výška nosníku	h=	600	mm
Plocha nosníku	A_{hIn}	15104	mm ²
Plocha pro smykovou únosnost	A_{vz}	8380	mm ²

Poloha neutrální osy(vzdálenost x od dolního okraje ocelového profilu)
ze statického momentu

$x_a = 300,00 \text{ mm}$

ŽB deska

$h_c = 250 \text{ mm}$

Efektivní šířka v místě kladného ohybového momentu

$b_{eff,1} =$	2100 mm	MIN	2205,0 mm
			2167,5 mm
			2100,0 mm

Efektivní šířka v místě záporného ohybového momentu

$b_{eff,2} =$	1425 mm	MIN	1425 mm
			2100 mm

Kladný moment v poli**Výpočet neutrální osy průřezu**

Předpoklad - neutrální osa prochází betonovou deskou

$$x = \frac{A_a \cdot f_{yk}}{0,85 \cdot b_{eff} \cdot f_{ck} \cdot \frac{\gamma_a}{\gamma_c}}$$

x =	128,7	mm
-----	-------	----

x =	128,7 mm	<	$h_c =$	250 mm	OK
Předpoklad je splněn					

Moment únosnosti spřaženého průřezu(Pro předpoklad č.1 - k působišti síly F_c)

$z_{DP} = 776,13 \text{ mm}$

$z_S = 614,37 \text{ mm}$

$z_{HP} = 323,87 \text{ mm}$

$$M_{Pl,Rd} = f_{yd} \cdot (A_{DP} \cdot z_{DP} + A_S \cdot z_S + 2 \cdot A_{a1} \cdot z_{a1} - A_{HP} \cdot z_{HP})$$

$$M_{Pl,Rd} = 3103,16 \text{ kNm}$$

$M_{pl,Rd} =$	3103,16	kNm	>	$M_{Sd} =$	1236,42	kNm	Vyhovuje
---------------	---------	-----	---	------------	---------	-----	----------

Záporný moment nad podporou

Výztuž v místě podpory

Profil výztuže

20	/	150	mm
----	---	-----	----

Krytí výztuže

c =	50	mm
-----	----	----

Počet prutu v b_{eef}

Plocha výztuže

n =	9	
$A_s =$	2827,433	mm ²

Poloha neutrálné osy od horní hrany od dolní pásnice

$$x = 425,29 \text{ mm}$$

poloha neutrálné osy od dolní hrany nosníku

$$x = 444,29 \text{ mm}$$

Moment únosnosti - řešeno plasticky

$M_{pl,Rd} =$	1690,1	kNm	>	$M_{Sd} =$	1518,24	kNm	Vyhovuje
---------------	--------	-----	---	------------	---------	-----	----------

Záporný moment nepřenáší stejný spřažený betonový průřez jako v poli. V místě podpory dochází k tahovému napětí v desce, a proto je nutné vyloučit tažený beton. Zatížení přenáší pouze nosník společně s tahovou výztuží - profil 20 mm rozmístěn po 150 mm.

8.2.3 Únosnost ve smyku

Maximální smyková síla

V_{Ed}	775,40	kN
----------	---------------	-----------

Únosnost nosníku ve smyku

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,Rd} \quad 1717,56 \text{ kN} \quad > \quad 775,40 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$V_{pl,Rd} =$	1717,6	kN	>	$2 \cdot V_{Ed} =$	1550,80	kN	Vyhovuje
---------------	---------------	-----------	-------------	--------------------	----------------	-----------	-----------------

⇒ není zapotřebí prokazovat vliv posouvající síly na snížení momentové únosnosti

Posouzení štíhlosti

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{562}{12} = 48,83 < 69 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 69 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 56,14 \quad \dots \text{vyhovuje}$$

$$\text{Štíhlost stojiny} \quad \overline{\lambda}_w = \frac{h_w/t_w}{37,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} = 0,67 \quad \frac{a}{h_w} > 1$$

$$\text{Součinitel kritického napětí} \quad k_\tau = 5,35$$

Navržena bude netuhá výztuha - hodnota součinitele příspěvku stojiny χ_w je

$$\chi_w = \frac{0,83}{\overline{\lambda}_w} = 1,247 \quad \dots \text{konzervativně zvoleno } \chi_w = 1$$

Určení návrhové únosnosti stojiny ve smyku

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}} = 1717,56 \text{ kN} > 2 \cdot V_{Ed} = 1550,80 \text{ kN}$$

- ⇒ není nutno navrhovat podporovou výztuhu z důvodu boulení
- ⇒ výztuha bude navržena pouze jako podpůrná v místě podpory, dále se na ni uchytí příčné ztužení nosníků v montážním stadiu a současně bude sloužit k upevnění bednění a pojezdů při betonování ŽB desky

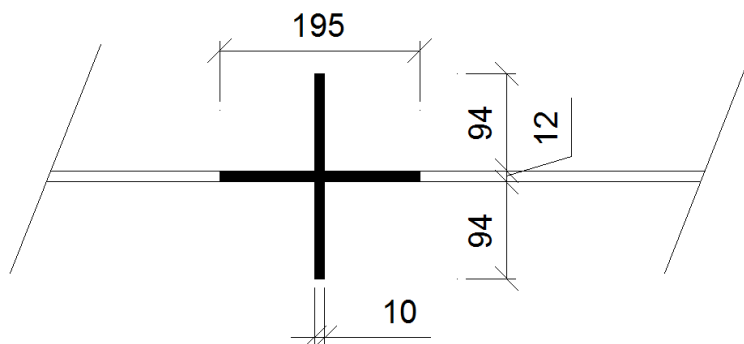
V případě, že by nastaly problémy se smykovou únosností v kterémkoli místě průřezu nosníku, je možné zahrnout do výpočtu i příspěvek pásnic a určit přesněji smykovou únosnost.

8.2.4 Podporová a mezilehlá výztuha

Smykovou sílu přeneše hlavní nosník díky parametrům průřezu vlastní konstrukcí, výztuha je navržena pouze jako podpůrná v místě podpory, dále se na ni uchytí příčné ztužení nosníků v montážním stadiu a současně bude sloužit k upevnění bednění a pojezdů při betonování ŽB desky. Výztuhy jsou umístěny zrcadlově po délce nosníku. V místě podpory by se překrývaly s příčnickem, proto jejich tloušťka je navržena stejná jako tloušťka stojiny příčnicku. Přivařená výztuha s příčnickem bude působit jako výztuha po celé výšce mezi pásnicemi hlavního nosníku.

Návrh výztuhy: **PL 10 – 94x181 mm** v místě podpory

PL 10 – 94x562 mm v poli



Obrázek č. 38 - Podporová výztuha

Výpočet parametrů výztuhy

$$l_s = 2 \cdot 15 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \cdot t_w = 195,268 \text{ mm}$$

$$A_s = l_s \cdot t_w + 2 \cdot h_s \cdot t_s = 4613,22 \text{ mm}^2$$

$$I_{y,s} = \frac{1}{12} \cdot l_s \cdot t_w^3 + 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot t_s \cdot h_s^3 + h_s \cdot t_s \cdot \left(\frac{h_s + t_w}{2} \right)^2 \right) = 6693345,25 \text{ mm}^4$$

$$i_{y,s} = \sqrt{\frac{I_{y,s}}{A_s}} = 38,944 \text{ mm}$$

Výpočet štíhlosti

$$\lambda_{y,s} = \frac{L_{cr,y}}{i_{y,s}} = 10,823$$

$$\overline{\lambda}_{y,s} = \frac{\lambda_{y,s}}{\lambda_1} = 0,142 \quad \dots \text{vzpěrná křivka d} \dots \alpha = 0,73$$

$$\phi = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\overline{\lambda}_{y,s} - 0,2) + \overline{\lambda}_{y,s}^2 \right] = 0,486$$

$$\chi_{y,s} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \overline{\lambda}_{y,s}^2}} = 1,051 \quad \dots \text{konzervativně} \quad \chi_{y,s} = 1$$

Určení návrhové únosnosti výztuhy

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{y,s} \cdot A_s \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 1566,69 \text{ kN}$$

Posouzení výztuhy

$$N_{b,Rd} = 1566,69 \text{ kN} > V_{Ed} = 1550,80 \text{ kN} \quad \dots \text{vyhovuje}$$

Výztuhy jsou geometricky v určitých rozích ve styku se zaoblením hlavního nosníku navrženy s vybráním, aby při svaření nevznášely napětí v rozích a byl umožněn odtok povrchové vody. Rozměry a velikosti výpalků jsou znázorněny ve výkrese ocelových konstrukcí.

8.3 Posouzení mezního stavu použitelnosti – omezení napětí

Předpokládá se pružné působení nosníku a jednotlivá napětí se sledují v jednotlivých fázích montáže. Vzniklé napětí se akumuluje v materiálu a jeho konečná hodnota nesmí přesáhnout danou mez pevnosti. Hodnoty zatížení vstupují do výpočtu bez součinitelů bezpečnosti, tj. součinitel bezpečnosti je roven $\gamma = 1,0$.

8.3.1 Montážní stav - kontrola omezení napětí

Zatížení přenáší pouze ocelový nosník. V montážním stavu je betonová deska pouze zatížením a nepřenáší žádnou část zatížení na mostě.

I. Montážní stav - nese pouze ocelový nosník KLADNÝ MOMENT V POLI

- působí zatížení vlastní vahou + mokrý beton + bednění

$$x_a = 300,00 \text{ mm}$$

$$I_a = 8,8E+08 \text{ mm}^4 = 883,26 \cdot 10^6$$

Ohybový moment v montážním stavu

KLADNÝ

Vlastní tíha deska + nosník LC1

M_{Ed1}	135,22	kNm
-----------	--------	-----

Kontrola napjatosti

$$\sigma_{ad}^I = 45,928 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{a,d}^I = \frac{M_{G1} \cdot x_a}{I_a}$$

$$\sigma_{ah}^I = 45,928 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{a,h}^I = \frac{M_{G1} \cdot (h_a - x_a)}{I_a}$$

Uvažujeme-li, že bude v MSÚ působit návrhové zatížení

$$\sigma_{ad}^{I \max} = 62,003 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{a,\max,d}^I = \frac{\gamma_G \cdot M_{G1} \cdot (h_a - x_a)}{I_a}$$

I. Montážní stav - nese pouze ocelový nosník ZÁPORNÝ MOMENT V PODPOŘE

- působí zatížení vlastní vahou + mokrý beton + bednění

$$x_a = 300,00 \text{ mm}$$

$$I_a = 8,8E+08 \text{ mm}^4 = 883,26 \cdot 10^9$$

Ohybový moment působící v montážním stavu

ZÁPORNÝ

Vlastní tíha deska + nosník LC1

M_{Ed2}	222,19	kNm
-----------	--------	-----

Kontrola napjatosti

σ_{ad}^I	101,882 MPa	<	355 MPa	OK
-----------------	-------------	---	---------	----

σ_{ah}^I	101,882 MPa	<	355 MPa	OK
-----------------	-------------	---	---------	----

Uvažujeme-li, že bude v MSÚ působit návrhové zatížení

$\sigma_{ad}^I_{max}$	137,541 MPa	<	355 MPa	OK
-----------------------	-------------	---	---------	----

8.3.2 Provozní stav - kontrola omezení napětí

Zatížení přenáší již spřažený průřez betonové desky a hlavního nosníku. Výpočet je však řešen pružně, proto je nutné znovu spočítat polohu neutrálné osy a efektivní průřezové charakteristiky. U posouzení kladného ohybového momentu betonová deska spolupůsobí s nosníkem, výpočtem převedeme hmotu betonu na ocel. U posouzení záporného momentu musíme vyloučit beton, neboť s ním v tahu nepočítáme, a zatížení přenáší pouze hlavní nosník a výztuž v betonové desce.

II. Provozní stav - nese spřažený ocelový nosník Kladný Moment v poli

- působí zbytek zatížení (mostní zařízení) + zatížení dopravou

ŽB Deska

b_{eff}	2100 mm	beef,1	8250 mm
h_c	250 mm	beef,2	2100 mm

Účinný modul pružnosti $E'_c = E_{cm} = 33,5 \text{ GPa}$

Pracovní součinitel $n = \frac{E_a}{E_{cm}} = 6,269$

Plocha nosníku $A_a = 15104 \text{ mm}^2$

Plocha betonu $A_c = 525000 \text{ mm}^2$

Poloha neutrální osy (pružné působení)

$$z_a = h_a - x_a + h_c = 550 \text{ mm}$$

$$x_i = \frac{A_a \cdot z_a + \frac{1}{n} \left(t_c \cdot b_{eff} \cdot \frac{h_c}{2} \right)}{A_a + \frac{1}{n} h_c \cdot b_{eff}} = 190 \text{ mm}$$

Ramena vnitřních sil

$$z_{ai} = z_a - x_i = 360,064 \text{ mm}$$

$$z_{ci} = x_i - \frac{t_c}{2} = 64,936 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu

$$I_i = I_a + A_a \cdot z_{ai}^2 + \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b_{eff} \cdot h_c^3 + A_c \cdot z_{ci}^2 \right) = 3631 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Ohybový moment působící v provozním stavu

Zbytek stálého LC2	M_{G2}	82,26 kNm
Zatížení dopravou	M_{QMax}	736,78 kNm
Celkový moment	M_{Ek}^+	819,04 kNm

Napětí v ocelovém nosníku

σ_{ah}^{II} 13,549 MPa

σ_{ad}^{II} 148,899 MPa

Napětí v betonové desce

$\sigma_{c,h}^{\text{II}}$	6,835 MPa	<	f_c	29,75 MPa	Vyhovuje
----------------------------	-----------	---	-------	-----------	----------

⇒ beton v tlaku vyhovuje, nedojde k jeho rozdrčení

Kontrola napjatosti v nosníku po montážním a provozním stavu

σ_{ah}	59,478 MPa	<	f_y	355 MPa	Vyhovuje
σ_{ad}	194,827 MPa	<	f_y	355 MPa	Vyhovuje

⇒ ocelový nosník při namáhání dolních i horních vláken vyhovuje

II. Provozní stav - jen ocelový nosník + pruty - ZÁPORNÝ MOMENT V PODPOŘE

- působí zbytek zatížení (mostní zařízení) + zatížení dopravou

Plocha nosníku	$A_a = 15104 \text{ mm}^2$
Plocha výztuže desky	$A_v = 2827,4 \text{ mm}^2$ (Ø 20/150 mm)
Poloha neutrální osy	$x_a = 377,26 \text{ mm}$...od spodního okraje nosníku
Moment setrvačnosti průřezu (I profil + výztuž desky)	$I_i = 1455,08 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Ohybový moment působící v provozním stavu

Zbytek stálého LC2	M_{G2}	179,94 kNm
Zatížení dopravou	M_{QMax}	755,82 kNm
Celkový moment	M_{Ek}	935,76 kNm

Napětí v ocelovém nosníku

σ_{ah}^{II}	143,242 MPa
σ_{ad}^{II}	242,617 MPa

Napětí ve výztuži

σ_w^{II}	265,430 MPa
------------------------	-------------

Kontrola napjatosti v ocelovém nosníku po montážním a provozním stavu

σ_{ah}	245,123 MPa	<	f_y	355 MPa	Vyhovuje
σ_{ad}	344,499 MPa	<	f_y	355 MPa	Vyhovuje

⇒ ocelový nosník při namáhání dolních i horních vláken vyhovuje

Kontrola napjatosti ve výztuži po montážním a provozním stavu

σ_w	265,430 MPa	<	f_{yw}	500 MPa	Vyhovuje
------------	--------------------	---	----------	----------------	-----------------

⇒ výztuž v betonové desce při namáhání tahem vyhovuje

Bylo prokázáno, že spřažený ocelobetonový nosník působí v provozním stavu pružně. Je nutné ještě ověřit, jestli by nedošlo k plastizaci vlivem dotvarování a smršťování betonu.

8.4 Dotvarování betonu

U výpočtu dotvarování betonu předpokládáme, že zbytek stálého zatížení začne působit po 2 měsících vybetonování desky a mostovky. Předpokládaná životnost konstrukce je 100 let. Relativní vlhkost vnějšího prostředí uvažují konzervativně $RH = 80\%$.

Životnost mostu - 100 let	$t =$	36500	dní
Doba, kdy začne působit zbytek zatížení	$t_0 =$	60	dní
Relativní vlhkost vzduchu	$RH =$	80	%

8.4.1 Poměrné přetvoření od dotvarování

Plocha betonu $A_c = b_{eff} \cdot h_c = 525000 \text{ mm}^2$

Obvod betonu $u = 2 \cdot b_{eff} = 4,2 \text{ m}$

Náhradní rozměr $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = 250 \text{ mm}$

Střední hodnota pevnosti v tlaku betonu ve stáří 28 dní $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ MPa}$

Součinitel vlivu pevnosti betonu $\alpha_3 = \sqrt{\frac{35}{f_{cm}}} = 0,902$

Součinitel závislý na relativní vlhkosti a na náhradním rozměru prvku

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 = 780,4 < 1500 \cdot \alpha_3 = 1353,29$$

Součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} = 0,994$$

Součinitel vystihující vliv relativní vlhkosti na základní součinitele dotvarování

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1,317$$

Součinitel vystihující vliv pevnosti betonu na základní součinitel dotvarování

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,562$$

Součinitel vystihující vliv stárání betonu v okamžiku vnesení zatížení na základní součinitel dotvarování

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + 60^{0,2}} = 0,422$$

Základní součinitel dotvarování

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,425$$

Součinitel dotvarování

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1,416$$

Výpočet pracovního součinitele na konci životnosti stavby

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)) = 16,036$$

8.4.2 Výpočet průřezových charakteristik na konci životnosti mostu

Vzdálenost neutrální osy od horního okraje spřaženého ocelobetonového průřezu

$$x_i = \frac{A_a \cdot z_a + \frac{1}{n_L} \cdot \left(h_c \cdot b_{eff} \cdot \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + \frac{1}{n_L} \cdot h_c \cdot b_{eff}} = 259,17 \text{ mm}$$

Ramena vnitřních sil

$$z_{ai} = z_a - x_i = 290,83 \text{ mm}$$

$$z_{ci} = x_i - \frac{h_c}{2} = 134,17 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu

$$I_i = I_a + A_a \cdot z_{ai}^2 + \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b_{eff} \cdot h_c^3 + A_c \cdot z_{ci}^2 \right) = 2920,37 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

8.4.3 Posouzení vlivu dotvarování na napětí

Dotvarování v době 100 let ovlivňuje zatížení stálé

$$M_{G2} = 82,26 \text{ kNm}.$$

Hodnoty napětí od dotvarování

$$\sigma_{a,h}^{\text{dotvarování}} = \frac{M_{G2} \cdot (x_i - h_c)}{I_i} = 0,258 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,d}^{\text{dotvarování}} = \frac{M_{G2} \cdot (h_a - x_i + h_c)}{I_i} = 16,641 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,h}^{\text{dotvarování}} = \frac{1}{n_L} \cdot \frac{M_{G2} \cdot x_i}{I_i} = 0,455 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d}^{\text{dotvarování}} = \frac{1}{n_L} \cdot \frac{M_{G2} \cdot (x_i - h_c)}{I_i} = 0,016 \text{ MPa}$$

Napětí od zbytku stálého zatížení (rozdíl napětí při krátkodobém a dlouhodobém zatížení)

$$\sigma_{a,h}^{G2} = \frac{M_{G2} \cdot (x_i - h_c)}{I_i} = 1,361 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,d}^{G2} = \frac{M_{G2} \cdot (h_a - x_i + h_c)}{I_i} = 14,955 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,h}^{G2} = \frac{1}{n} \cdot \frac{M_{G2} \cdot x_i}{I_i} = 0,686 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d}^{G2} = \frac{1}{n} \cdot \frac{M_{G2} \cdot (x_i - h_c)}{I_i} = 0,217 \text{ MPa}$$

Vliv dotvarování:

$$\Delta\sigma_a^h = \sigma_{a,h}^{\text{dotvarování}} - \sigma_{a,h}^{G2} = -1,103 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_a^d = \sigma_{a,d}^{\text{dotvarování}} - \sigma_{a,d}^{G2} = 1,686 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_c^h = \sigma_{c,h}^{\text{dotvarování}} - \sigma_{c,h}^{G2} = -0,231 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_c^d = \sigma_{c,d}^{\text{dotvarování}} - \sigma_{c,d}^{G2} = -0,201 \text{ MPa}$$

⇒ vliv dotvarování na napjatost nosníku po 100 letech je zanedbatelný

8.4.4 Kontrola napjatosti po dotvarování betonu

Posouzení účinků zbytků stálého zatížení spolu se zatížením dopravou na konstrukci po 100 letech. Hodnoty napětí jsou počítány s ideálním momentem setrvačnosti po 100 letech.

Napjatost v ocelovém nosníku po 100 letech

$$\sigma_{a,h}^{II,100} = \frac{M_{1k} \cdot (x_i - h_c)}{I_i} = 2,572 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,d}^{II,100} = \frac{M_{1k} \cdot (h_a - x_i + h_c)}{I_i} = 165,686 \text{ MPa}$$

Posouzení

Kontrola napjatosti v tlačném betonu

$\sigma_{c,h}^{II,100} =$	4,532 MPa	<	$f_c =$	29,75 MPa	Vyhovuje
---------------------------	------------------	---	---------	------------------	-----------------

⇒ beton v tlaku vyhovuje, nedojde k jeho rozdrčení

Kontrola napjatosti v ocelovém nosníku

$\sigma_{a,h} =$	48,500 MPa	<	$f_y =$	355 MPa	Vyhovuje
$\sigma_{a,d} =$	211,614 MPa	<	$f_y =$	355 MPa	Vyhovuje

⇒ ocelový nosník při namáhání dolních i horních vláken vyhovuje

8.5 Smršťování betonu

Z důvodu objemové změny složek pojiva a vody před hydratací a po ztvrdnutí betonu dochází k autogennímu smrštění betonu. Následným únikem vody z betonu do okolí dochází k plastickému smrštění betonu. Smršťováním se mění materiálové charakteristiky betonu, a tento proces nastává již po vybetonování. Smršťování betonové desky vytváří síly, které vyvodí v konstrukci ohybový moment.

Životnost mostu - 100 let	t =	36500	dní
Doba, kdy beton se začíná smršťovat	t ₀ =	1	den
Relativní vlhkost vzduchu	RH =	80	%

8.5.1 Poměrné přetvoření od smršťování

Součinitel časového průběhu smršťování po zatížení

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} = 0,994$$

Součinitel vystihující vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení na základní součinitel dotvarování

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + 1^{0,2}} = 0,909$$

Základní součinitel dotvarování

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 3,069$$

Součinitel dotvarování

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 3,049$$

Výpočet pracovního součinitele na konci životnosti stavby

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)) = 16,781$$

Náhradní rozměr $h_0 = 0,25 \text{ m}$

Součinitel k_h $k_h = 0,8$

$$\beta_{ds}(t, t_0) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \cdot \sqrt{h^3}} = 0,996$$

Součinitelé závislé na druhu cementu (cement třídy N)

$$\alpha_{ds1} = 4 \quad \alpha_{ds2} = 0,12$$

Základní poměrné přetvoření od smršťování vysycháním

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{80}{100} \right)^3 \right] = 0,756$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 11 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0,00025$$

Vývoj poměrného smršťování vysycháním v čase

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,00025 = 0,0002$$

Poměrné autogenní smršťování

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 0,000063$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot \sqrt{t}) = 1 - \exp(-0,2 \cdot \sqrt{36500}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 0,000063$$

Výsledné přetvoření od smršťování

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0,0003$$

Modul pružnosti 100 let starého betonu

$$E_c = \frac{E_a}{n_L} = 12514 \text{ MPa}$$

8.5.2 Výpočet průřezových charakteristik na konci životnosti mostu

Vzdálenost neutrální osy od horního okraje spřaženého ocelobetonového průřezu

$$x_i = \frac{A_a \cdot z_a + \frac{1}{n_L} \cdot \left(h_c \cdot b_{eff} \cdot \frac{h_c}{2} \right)}{A_a + \frac{1}{n_L} \cdot h_c \cdot b_{eff}} = 263,378 \text{ mm}$$

Ramena vnitřních sil

$$z_{ai} = z_a - x_i = 286,622 \text{ mm}$$

$$z_{ci} = x_i - \frac{h_c}{2} = 138,378 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu

$$I_i = I_a + A_a \cdot z_{ai}^2 + \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b_{eff} \cdot h_c^3 + A_c \cdot z_{ci}^2 \right) = 0,028861 \text{ m}^4$$

Ideální plocha průřezu

$$A_i = A_a + \frac{1}{n_L} \cdot h_c \cdot b_{eff} = 46389,03 \text{ mm}^2$$

8.5.3 Kontrola napjatosti po smršťování betonu

Napětí od smršťování $\sigma_c^{tah} = \varepsilon_{cs} \cdot E_c = 3,307 \text{ MPa}$

Tahová síla $N_c^{tah} = \sigma_c^{tah} \cdot h_c \cdot b_{eff} = 1736,14 \text{ kN}$

Velikost momentu od smršťování $M_c = N_c \cdot \left(x_i - \frac{t_c}{2} \right) = 240,243 \text{ kNm}$

Výsledná napětí od smršťování

$$\sigma_{a,h}^{smršťování} = -\frac{N_c}{A_i} + \frac{M_c \cdot (x_i - h_c)}{I_i} = -36,312 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,h}^{smršťování} = -\frac{N_c}{A_i} + \frac{M_c \cdot (h_a - x_i + h_c)}{I_i} = 11,406 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,h}^{smršťování} = \frac{1}{n_L} \cdot \left(-\frac{N_c}{A_i} - \frac{M_c \cdot x_i}{I_i} \right) = -3,537 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d}^{smršťování} = \frac{1}{n_L} \cdot \left[-\frac{N_c}{A_i} - \frac{M_c \cdot (x_i - h_c)}{I_i} \right] = -2,297 \text{ MPa}$$

Výsledné napětí v desce

$$\sigma_{c,h} = \sigma_c^{tah} + \sigma_{c,h}^{smršťování} = -0,230 \text{ MPa (tlakové napětí)}$$

$$\sigma_{c,d} = \sigma_c^{tah} + \sigma_{c,d}^{smršťování} = 1,01 \text{ MPa (tahové napětí)}$$

Posouzení napjatosti nejméně příznivých vnějších zatížení a účinků smršťování

Kontrola napjatosti v taženém betonu

$$\sigma_{c,h} = \sigma_{c,h} + \sigma_{c,h}^{\text{dotvarování}} = 0,68 \text{ MPa}$$

$\sigma_{c,h} =$	0,68 MPa	<	$f_{ctm} =$	3,20 MPa	Vyhovuje
------------------	-----------------	-------------	-------------	-----------------	-----------------

⇒ beton v tahu vyhovuje

Kontrola napjatosti v tlačném betonu

$$\sigma_{c,d} = \sigma_{c,d} + \sigma_{c,d}^{\text{dotvarování}} = 0,99 \text{ MPa}$$

$\sigma_{c,d} =$	0,99 MPa	<	$f_c =$	29,75 MPa	Vyhovuje
------------------	-----------------	-------------	---------	------------------	-----------------

⇒ beton v tlaku vyhovuje

Kontrola napjatosti v ocelovém nosníku

$$\sigma_{a,h} = \sigma_{a,h}^{\text{max}} + \sigma_{a,h}^{\text{smršťování}} = 12,19 \text{ MPa}$$

$\sigma_{a,h} =$	12,19 MPa	<	$f_y =$	355 MPa	Vyhovuje
------------------	------------------	-------------	---------	----------------	-----------------

⇒ ocelový nosník při namáhání horních vláken vyhovuje

Kontrola napjatosti v ocelovém nosníku

$$\sigma_{a,d} = \sigma_{a,d}^{\text{max}} + \sigma_{a,d}^{\text{smršťování}} = 223,02 \text{ MPa}$$

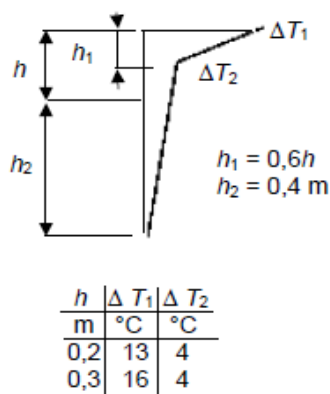
$\sigma_{a,d} =$	223,02 MPa	<	$f_y =$	355 MPa	Vyhovuje
------------------	-------------------	-------------	---------	----------------	-----------------

⇒ ocelový nosník při namáhání dolních vláken vyhovuje

Ocelový nosník zůstává pro každé zatížení v pružném stavu. Ani po dlouhodobých účincích dotvarování a smrštění betonu nedochází k plastizaci I profilu.

8.6 Zatížení vyvolané změnou teploty

Při analýze mezních stavů lze dle normy ČSN EN 1994-2 [34] účinky teplot zanedbat u spřažených průřezů, kde se nacházejí průřezy třídy 1 a 2 a kde nenastane ztráta stability při ohybu. Pokud se účinky teplot uvažují, mají se řešit podle ČSN EN 1991-1-5. Oběma podmínkám náš nosník vyhovuje, přesto je dále uvedeno posouzení na účinek nerovnoměrného oteplení konstrukce.



Obrázek č. 39 - Rozdělení teploty po výšce nosníku

8.6.1 Poměrné přetvoření od zatížení teplotou

Výška ocelového nosníku

$$h_n = 600 \text{ mm}$$

Rozdělení teplot po výšce

$$h = 0,25 \text{ m}$$

$$\Delta T_1 = 13 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$h_1 = 0,15 \text{ m}$$

$$\Delta T_1 = 4 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$h_2 = 0,4 \text{ m}$$

$$\Delta T_1 = 0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Průběhy teplot ve výškách (počítáno od horní hrany desky)

$$h_1 = 0,00 \text{ m}$$

$$\Delta T_1 = 13 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$h_2 = 0,15 \text{ m}$$

$$\Delta T_2 = 4,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$h_3 = 0,65 \text{ m}$$

$$\Delta T_3 = 3,2 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$h_4 = 0,15 \text{ m}$$

$$\Delta T_4 = 3,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$h_5 = 0,15 \text{ m}$$

$$\Delta T_5 = 0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Protažení jednotlivých vláken a vzdálenost působení těžiště v i -tém úseku

$$\bar{z}_i = \frac{\varepsilon_i(2z_i + z_{i+1}) + \varepsilon_{i+1}(z_i + 2z_{i+1})}{3(\varepsilon_i + \varepsilon_{i+1})}$$

$$\varepsilon_0 = 0,000156$$

$$z_0 = 61,76 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_1 = 0,000048$$

$$z_1 = 198,14 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_2 = 0,000038$$

$$z_3 = 259,42 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_3 = 0,000037$$

$$z_4 = 369,00 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_4 = 0,000000$$

$$z_5 = 0 \text{ mm}$$

8.6.2 Výpočet zatížení vyvolané změnou teploty

Parametry zatížení

Beton

$$F_1 = 1139,67 \text{ kN}$$

$$F_2 = 67,54 \text{ kN}$$

Ocel

$$F_3 = 1,60 \text{ kN}$$

$$F_4 = 35,12 \text{ kN}$$

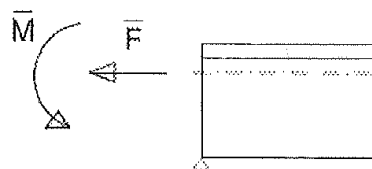
Výsledné zatížení

Suma sil

$$F_T = 1243,924 \text{ kN}$$

Ohybový moment

$$M_T = 138,17 \text{ kNm}$$



Ideální plocha průřezu

$$A_i = 46389 \text{ mm}^2$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu

$$I_i = 0,0361 \text{ m}^4$$

Vzdálenost neutrální osy

$$x_i = 190 \text{ mm}$$

8.6.3 Kontrola napjatosti při zatížení vyvolané změnou teploty

Výsledná napětí od zatížení teplotou po výšce

$$\begin{aligned}\text{Napětí v betonu} \quad \sigma_{c,h}^T &= 0,205 \text{ MPa} \\ \sigma_{c,d}^T &= 0,957 \text{ MPa} \\ \text{Napětí v oceli} \quad \sigma_{a,h}^T &= 16,465 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Kontrola napjatosti v taženém betonu u horního povrchu desky

$$\sigma_{c,h} = \sigma_{c,h} + \sigma_{c,h}^T = 0,89 \text{ MPa}$$

$\sigma_{c,h} =$	0,89 MPa	<	$f_{ctm} =$	3,20 MPa	Vyhovuje
------------------	-----------------	-------------	-------------	-----------------	-----------------

⇒ beton v tahu vyhovuje

Kontrola napjatosti v taženém betonu u dolního povrchu desky

$$\sigma_{c,d} = \sigma_{c,d} + \sigma_{c,d}^T = 1,951 \text{ MPa}$$

$\sigma_{c,h} =$	1,95 MPa	<	$f_{ctm} =$	3,20 MPa	Vyhovuje
------------------	-----------------	-------------	-------------	-----------------	-----------------

⇒ beton v tahu vyhovuje

Kontrola napjatosti v ocelovém nosníku

$$\sigma_{a,h} = \sigma_{a,h}^{max} + \sigma_{a,h}^T = 28,653 \text{ MPa}$$

$\sigma_{a,h} =$	28,65 MPa	<	$f_y =$	355 MPa	Vyhovuje
------------------	------------------	-------------	---------	----------------	-----------------

⇒ ocelový nosník při namáhání horních vláken vyhovuje

Kontrola napjatosti v ocelovém nosníku

$$\sigma_{a,d} = \sigma_{a,d}^{max} + \sigma_{a,d}^T = 223,02 \text{ MPa}$$

$\sigma_{a,d} =$	223,02 MPa	<	$f_y =$	355 MPa	Vyhovuje
------------------	-------------------	-------------	---------	----------------	-----------------

⇒ ocelový nosník při namáhání dolních vláken vyhovuje

Ocelový nosník zůstává při zatížení vyvolané změnou teploty v pružném stavu.

8.7 Posouzení mezního stavu použitelnosti – průhyb konstrukce

Základní požadavky na mezní stav použitelnosti, konkrétně průhybu konstrukce, jsou uvedeny v normě ČSN EN 1990, čl. 3.4 [27]. Z hlediska průhybu je nutné omezit deformaci konstrukce tak, aby byly vyloučeny tyto nežádoucí jevy:

- ⇒ úchyly od požadované geometrie konstrukce v důsledku trvalých průhybů
- ⇒ nadměrné deformace
- ⇒ nedodržení požadovaného průjezdního profilu a dodržení minimální volné výšky nad hladinou vodoteče
- ⇒ trhliny v povrchových vrstvách vozovky a poškození odvodňovacího zařízení

Ve vhodných případech se má mezní stav použitelnosti posoudit numerickým výpočtem průhybů. V ČR se pro mezní průhyby pozemních komunikací použije následující tabulka.

Tabulka č. 14 - Mezní průhyby pro mosty pozemních komunikací a lávky

Druh mostní konstrukce			Mosty pozemních komunikací ¹⁾	Lávky pro chodce
Trvalé mosty	Prosté nosníky ²⁾	ve více otvorech	L/400	L/250
		v jediném otvoru	L/300	
	Spojité nosníky ^{2) 3)}		L/300	
Zatímní mosty a rozebíratelné konstrukce			L/200	L/150

1) U sdužených mostů se při současném zatížení mostu kolejovou i silniční dopravou redukuje zatížení silniční dopravou na 50% a vypočítaný průhyb se porovná s mezní hodnotou pro železniční mosty, určenou podle ČSN EN 1990/A1, A.2.4.4.2.3.

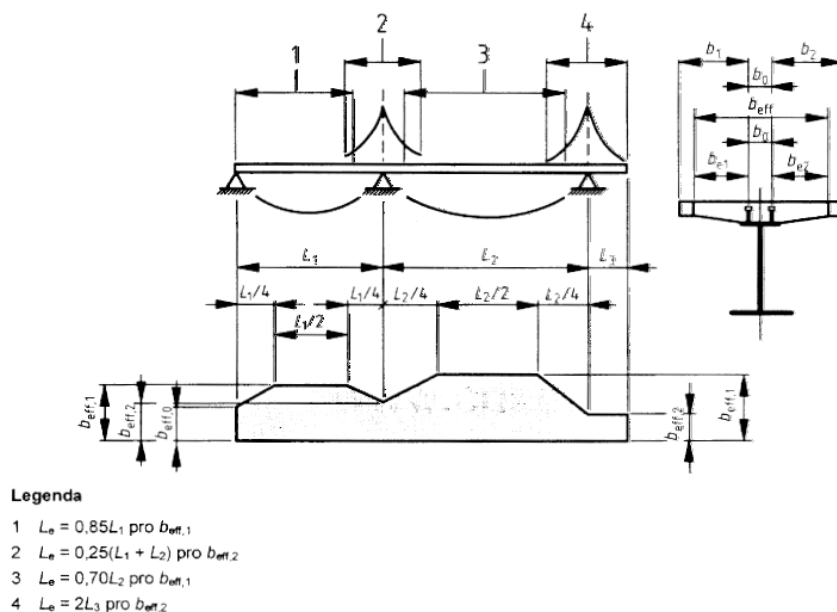
2) U obloukových, visutých apod. mostů se průhyb vyšetřuje též ve čtvrtině rozpětí při jednostranném zatížení. Při stanovení mezního průhybu se za L dosazuje délka kladné polovlny ohybové čáry, popř. polovina rozpětí.

3) Hodnoty pro spojité nosníky platí i pro spojité mostní konstrukce s klouby. Přitom se zvlášť posuzují vložená pole, konzoly a součet průhybů vloženého pole a konzoly. Každý z těchto průhybů se posuzuje zvlášť, přičemž L je rovno rozpětí celého nebo vloženého pole, popř. dvojnásobné délce konzoly.

Limitní hodnota průhybu pro jednotlivá pole trvalého mostu se spojitými nosníky je tedy

$$\delta_{lim} = L/300 \quad \dots \text{ kde } L \text{ je rozpětí daného pole}$$

Při pružném posouzení stanovujeme průhyb konstrukce výpočtem na základě účinného průřezu nosníku. Do účinného průřezu se započítává ocelový nosník a efektivní (spolupůsobící) šířka betonové desky. Účinná šířka b_{eff} nám vyjadřuje vliv smykového ochabnutí v desce. U spojitého nosníku v místech podpory dochází k tahovým silám v betonu, a proto je nutné je vyloučit ze spolupůsobení s nosníkem. Po délce nosníku se tedy mění efektivní šířka průřezu (viz obrázek níže) a je nutné ji zohlednit ve výpočtu.



Obrázek č. 40 - Ekvivalentní rozpětí a určení účinné šířky [16]

Snížení efektivní šířky v místě podpory bylo zavedeno do modelu v programu SCIA a výsledné hodnoty průhybů jsou již ošetřeny o snížení efektivního momentu setrvačnosti nosníku. Průhyb konstrukce se má kontrolovat ve všech fázích, proto jsou posouzení řešena ve všech krocích výstavby a pak také konečné celkové průhyby.

8.7.1 Průhyb nosníku v montážním stavu

V montážním stavu nese konstrukci pouze ocelový nosník. V první fázi se provede osazení hlavních nosníků na opěry a na nosníky působí pouze vlastní tíha. Tím dojde k průhybu konstrukce o hodnotu

$$\delta_{mon,1,S} = 0,5 \text{ mm}$$

...v krajním poli nosníku,

$$\delta_{mon,1,M} = 0,6 \text{ mm}$$

...ve vnitřním poli nosníku.

1A. Montážní stav - nese pouze ocelový nosník - VLASTNÍ TÍHA

a) KRAJNÍ POLE KONSTRUKCE

$\delta_{mon,1,S} =$	0,5 mm	$<$	$\delta_{lim} =$	34,00 mm	Vyhovuje
----------------------	---------------	-----	------------------	-----------------	-----------------

b) VNITŘNÍ POLE KONSTRUKCE

$\delta_{mon,1,M} =$	0,6 mm	$<$	$\delta_{lim} =$	42,00 mm	Vyhovuje
----------------------	---------------	-----	------------------	-----------------	-----------------

Ve druhé fázi se osadí konstrukce bedněním a vybetonuje se ŽB deska. Na nosník působí zatížení z první fáze a k tomu tíha desky. Následující hodnoty průhybu jsou hodnoty součtu průhybů obou fází.

$$\delta_{mon,2,S} = 4,9 \text{ mm} \quad \dots \text{v krajiním poli nosníku}$$

$$\delta_{mon,2,M} = 5,9 \text{ mm} \quad \dots \text{ve vnitřním poli nosníku}$$

1B. Montážní stav - nese pouze ocelový nosník - DESKA + BEDNĚNÍ

a) KRAJNÍ POLE KONSTRUKCE

$\delta_{mon,2,S} =$	4,9 mm	<	$\delta_{lim} =$	34,00 mm	Vyhovuje
----------------------	---------------	-------------	------------------	-----------------	-----------------

b) VNITŘNÍ POLE KONSTRUKCE

$\delta_{mon,2,M} =$	5,9 mm	<	$\delta_{lim} =$	42,00 mm	Vyhovuje
----------------------	---------------	-------------	------------------	-----------------	-----------------

8.7.2 Průhyb nosníku v provozním stavu

V provozním stavu již zatížení přenáší ocelový nosník spřažený s betonovou deskou. Zvyšuje se tedy odolnost konstrukce, zvyšuje se účinný moment setrvačnosti (po délce se měnící z důvodu vyloučení v místě podpory) a snižují se hodnoty průhybu při stejném zatížení. Zatížení je opět rozděleno do dvou fází.

- a) **První fáze** - na konstrukci působí zatížení osazením ostatního mostního zatížení (římsa, svodidla, zábradlí)

$$\delta_{prov,G,S} = 1,1 \text{ mm} \quad \dots \text{v krajiním poli nosníku}$$

$$\delta_{mon,G,M} = 1,3 \text{ mm} \quad \dots \text{ve vnitřním poli nosníku}$$

2A. Provozní stav - ocelový nosník + spřažená betonová deska - OSTATNÍ STÁLÉ

a) KRAJNÍ POLE KONSTRUKCE

$\delta_{prov,G,S} =$	1,1 mm	<	$\delta_{lim} =$	34,00 mm	Vyhovuje
-----------------------	---------------	-------------	------------------	-----------------	-----------------

b) VNITŘNÍ POLE KONSTRUKCE

$\delta_{prov,G,M} =$	1,3 mm	<	$\delta_{lim} =$	42,00 mm	Vyhovuje
-----------------------	---------------	-------------	------------------	-----------------	-----------------

b) **druhá fáze** - na konstrukci působí zatížení dopravou (modely LM)

$\delta_{prov,Q,S} = 8,1 \text{ mm}$...v krajním poli nosníku

$\delta_{mon,Q,M} = 13,7 \text{ mm}$...ve vnitřním poli nosníku

2B. Provozní stav - ocelový nosník + spřažená betonová deska - ZATÍŽENÍ DOPRAVOU

a) KRAJNÍ POLE KONSTRUKCE

$\delta_{prov,Q,S} =$	8,1 mm	<	$\delta_{lim} =$	34,00 mm	Vyhovuje
-----------------------	---------------	-------------	------------------	-----------------	-----------------

b) VNITŘNÍ POLE KONSTRUKCE

$\delta_{prov,Q,M} =$	13,7 mm	<	$\delta_{lim} =$	42,00 mm	Vyhovuje
-----------------------	----------------	-------------	------------------	-----------------	-----------------

8.7.3 Kontrola celkového průhybu konstrukce

Kontrola celkového průhybu konstrukce

a) KRAJNÍ POLE KONSTRUKCE

$\delta_{celk,S} =$	14,1 mm	<	$\delta_{lim} =$	34,00 mm	Vyhovuje
---------------------	----------------	-------------	------------------	-----------------	-----------------

b) VNITŘNÍ POLE KONSTRUKCE

$\delta_{celk,M} =$	20,9 mm	<	$\delta_{lim} =$	42,00 mm	Vyhovuje
---------------------	----------------	-------------	------------------	-----------------	-----------------

Ocelový nosník vyhoví ve všech fázích provozu na limitní hodnoty průhybu. Celkový maximální průhyb nosníku je ve vnitřním poli 21 mm na rozpětí 12,6 m.

8.7.4 Eliminace průhybu

V případě požadavku investora na omezení průhybu konstrukce by bylo možné část celkového průhybu eliminovat. Průhyb se eliminuje pomocí nadvýšení ocelového nosníku, které se odvodí u mostů delších než 20 m ze stálého zatížení a $\frac{1}{4}$ průhybu vyvozeného zatížením dopravou.

$$\Rightarrow \text{ nadvýšení v krajním poli nosníku } \Delta_S = \delta_{mon,2,S} + \delta_{prov,G,S} + \delta_{prov,Q,S}$$

$$\Delta_S = 9,74 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{ nadvýšení ve vnitřním poli nosníku } \Delta_M = \delta_{mon,2,M} + \delta_{prov,G,M} + \delta_{prov,Q,M}$$

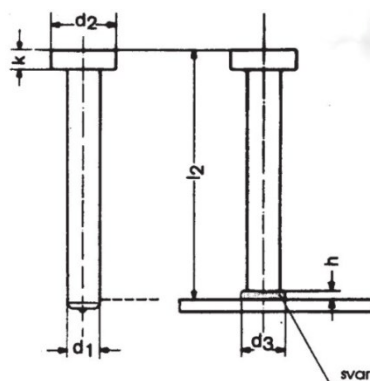
$$\Delta_M = 13,28 \text{ mm}$$

9 Spřažení ocelového nosníku s ŽB deskou

Pro spřažení nosníku IPE 600 s železobetonovou deskou navrhují spřahovací trny s hlavou typ KB (dle označení ČSN EN 19 918 značení typ SD), který je z oceli St 37-3K firmy Nelson. Navaření spřahovacích trnů bude provedeno technologií svařování se zdvihovým zážehem, které je možné použít k navařování prvků na plechy, trubky a profily. Spřažení je posuzováno v jednotlivých řezech nosníku. Pro návrh by bylo dostačující posoudit navržené spřažení na maximální hodnotu posouvající síly, ale v průběhu délky nosníku se snižuje hodnota posouvající síly a spřažení by bylo značně předimenzováno a návrh by byl značně neekonomický. Proto je spřažení řešeno v podpoře a současně ve $\frac{1}{4}$ délky rozpětí vnitřního pole. V těchto místech jsou stanoveny smykové síly, které je nutné daným množstvím a velikostí spřahovacích prostředků přenést. Posouzena byla všechna pole, jak krajní, tak vnitřní, ale ve vnitřním vycházejí přísnější limity pro hodnotu rozteče. Spojení ŽB desky s ocelovým nosníkem je navrženo na plné spřažení.

Spřahovací trn s hlavou KB 19 (typ SD)

Průměr trnu	d_1	19 mm
Průměr hlavy trnu	d_2	30,7 mm
Výška hlavy trnu	k	10 mm
Celková výrobní výška trnu	l	175 mm
Výška trnu po přivaření (výška trnu se zkrátí cca o 5mm)	h_{sc}	170 mm
Mez pevnosti po přivaření	f_u	450 MPa



Obrázek č. 41 - Spřahovací trn s hlavou typ SD [7]

$$\alpha = \min \left\{ 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ pro } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \right. \\ \left. 1,0 \right\} = 1$$

Únosnost trnu umístěného v plné desce

$$P_{rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 102,02 \text{ kN} \\ 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = 113,35 \text{ kN} \end{array} \right\} = 102,02 \text{ kN}$$

Únosnost trnu pro mezní stav použitelnosti

$$0,6 \cdot P_{rk} = 0,6 \cdot 102,02 = \mathbf{61,21 \text{ kN}}$$

Únosnost trnu pro mezní stav únosnosti

$$P_{Rd} = \frac{P_{rk}}{\gamma_v} = \frac{102,02}{1,25} = \mathbf{81,615 \text{ kN}}$$

9.1 Podélná posouvající síla mezi ocelovou pásnicí a betonovou deskou

Svislé posouvající síly v nosníku způsobí podélnou sílu mezi ocelovou pásnicí nosníku a betonovou deskou. Posouzení posouvající síly je ve dvou místech nosníku, prvním je v místě podpory a druhým je $\frac{1}{4}$ rozpětí vnitřního pole. Výpočet vychází z MSP, proto jsou do výpočtu brány charakteristické hodnoty.

Posouvající síla v místě podpory

kritický průřez $x_1 = 10,2 \text{ m}$

$$V_{Ek,1} = 574,37 \text{ kN}$$

vodorovná posouvající síla

$$V_1 = V_{Ek,1} \cdot \frac{S_i}{I_i} = V_{sk} \cdot \frac{\frac{1}{n} \cdot t_c \cdot b_{eff} \cdot \left(x_i - \frac{t_c}{2} \right)}{I_i} = 860,33 \text{ kN}$$

Posouvající síly v $\frac{1}{4}$ rozpětí vnitřního pole

kritický průřez $x_2 = 13,35 \text{ m}$

$$V_{Ek,2} = 307,31 \text{ kN}$$

vodorovná posouvající síla

$$V_2 = V_{Ek,2} \cdot \frac{S_i}{I_i} = V_{sk} \cdot \frac{\frac{1}{n} \cdot t_c \cdot b_{eff} \cdot \left(x_i - \frac{t_c}{2} \right)}{I_i} = 460,31 \text{ kN}$$

9.2 Návrh trnů

Trny budou umístěny dva vedle sebe na horní pásnici ocelového nosníku. Dvojice trnů přenese dvojnásobek únosnosti jednoho trnu a z jejich celkové únosnosti odvodíme podélnou rozteč pro jednotlivé úseky na nosníku. Při umístění dvojice trnů na pásnici je nutné dodržet konstrukční zásady, osová vzdálenost dvojice trnů musí být minimálně $2,5 \cdot d$ průměr trnu a osově umístěn minimálně 20 mm od hrany pásnice.

Odvození výpočtu pro maximální rozteč spřahovacích trnů

$$V_{Ed,i} = V_i \cdot e_i \leq 2 \cdot 0,6 \cdot P_{Rk} \quad \rightarrow \quad e_i^{max}$$

Maximální rozteč trnů pro úsek mezi podporou a $\frac{1}{4}$ rozpětí pole

$$e_1^{max} = \frac{2 \cdot 0,6 \cdot P_{Rk}}{V_1} = 142,3 \text{ mm}$$

Maximální rozteč trnů pro úsek mezi $\frac{1}{4}$ rozpětí pole

$$e_2^{max} = \frac{2 \cdot 0,6 \cdot P_{Rk}}{V_2} = 265,96 \text{ mm}$$

Navržená rozteč trnů

$$e_1 = 125 \text{ mm}$$

$$e_2 = 250 \text{ mm}$$

9.3 Posouzení mezního stavu únosnosti trnů

Únosnost trnu umístěného v desce je ovlivněna méně únosným prvkem, který je ve styku se spřahovacím trnem, tj. který z materiálu ocel/beton se dříve poruší. V ŽB desce bude použita výztuž B 500 B, a to prut profilu Ø 18 mm / 150 mm.

Navržená výztuž v desce

Počet prutů	n =	7
Průměr prutů	d =	18 mm
Únosnost výztuže	$f_{sd} =$	500 MPa
Plocha výztuže	$A_s =$	1696 mm ²

Maximální vodorovná síla, kterou přenesou průřez

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{Ma}} = 5361 \text{ kN} \\ \frac{0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} = 11149,9 \text{ kN} \end{array} \right\} = 5361,92 \text{ kN}$$

⇒ při porušení konstrukce nejprve dojde k porušení oceli, poté až betonu

Minimální počet trnů na ½ nosníku

$$n_{min}^F = \frac{F_{cf}}{P_{rd}} = \frac{5361,92}{81,615} = 65,7 \rightarrow \text{minimum 66 trnů na } \frac{1}{2} \text{ nosníku}$$

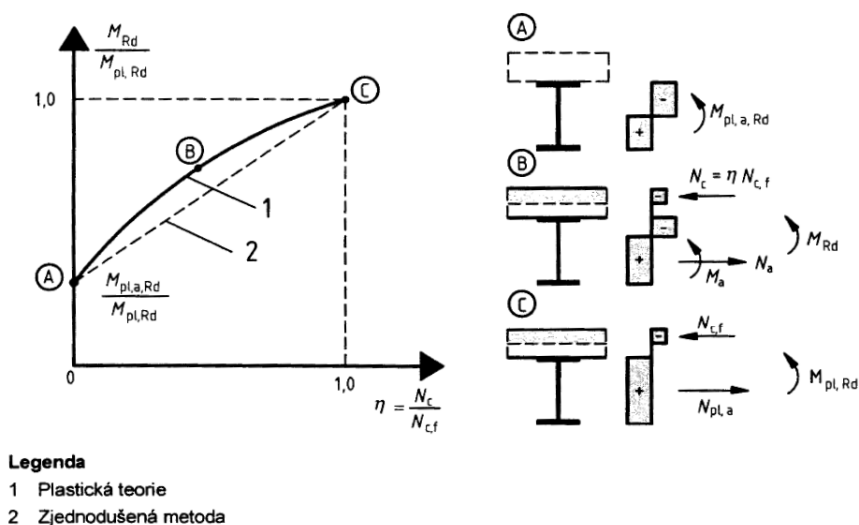
Navržený počet trnů pro plné spřažení na ½ nosníku

$$n_F = \left(\frac{L}{4 \cdot e_1} + \frac{L}{4 \cdot e_2} + 1 \right) \cdot 2 = 80 \text{ trnů}$$

Posouzení navrženého počtu trnů

$$n_F = 80 \text{ trnů} > n_{min}^F = 66 \text{ trnů} \quad \dots \text{vyhovuje}$$

Spřažení ocelového profilu IPE 600 je navrženo na plné spřažení.



Obrázek č. 42 - Vztah mezi M_{Rd} a N_c pro plné a částečné spřažení [16]

9.4 Počet a rozteče trnů na spojitém nosníku

Rozteče trnů byly navrženy podle nejnepříznivější návrhové situace. Největší hodnoty posouvajících sil se nacházely ve vnitřním poli spojitého nosníku. V krajních polích vycházely posouvající síly menší. Proto byly navrženy hodnoty roztečí vnitřního pole aplikovány i na krajní pole. Pro oblast mezi podporou a $\frac{1}{4}$ rozpětí pole je navržena hodnota rozpětí trnů $e_1 = 125 \text{ mm}$ a pro oblast mezi čtvrtinami pole rozpětí $e_2 = 250 \text{ mm}$.

Počet trnů v krajním poli

Délka krajního pole $L = 10,2 \text{ m}$

Počet trnů $n_S = \left(\frac{L}{4 \cdot e_1} + \frac{L}{4 \cdot e_2} + 1 \right) \cdot 2 \cdot 2 = 132 \text{ ks}$

Počet trnů ve vnitřním poli

Délka vnitřního pole $L = 12,6 \text{ m}$

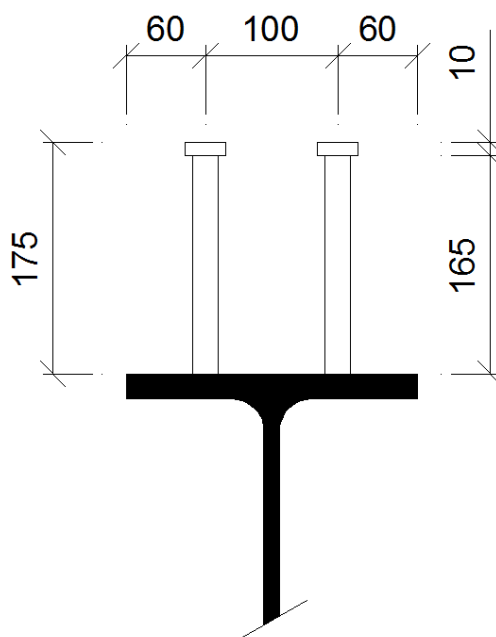
Počet trnů $n_M = \left(\frac{L}{4 \cdot e_1} + \frac{L}{4 \cdot e_2} + 1 \right) \cdot 2 \cdot 2 = 160 \text{ ks}$

Celkový počet trnů na jednom nosníku

$$n_r = 2 \cdot n_s + n_M = 424 \text{ ks} \quad \dots \text{ na teoretickém rozpětí}$$

$$n_p = 8 \text{ ks} \quad \dots \text{ přesah za podporou}$$

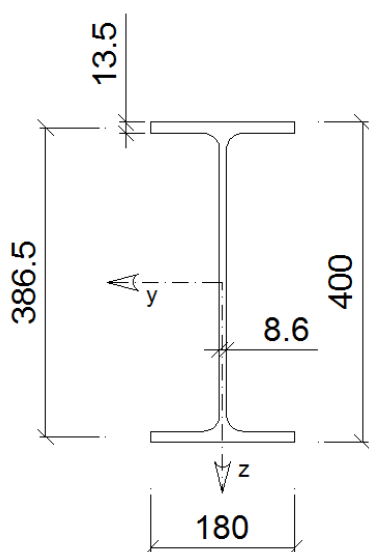
⇒ celkový počet trnů na jednom nosníku je 432 ks



Obrázek č. 43 - Příčné rozmístění dvojice spřahovacích trnů SD 19

10 Příčník

Pro příčné ztužení mostu jsou navrženy čtyři příčníky profilu IPE 400. Jelikož velikosti rozpětí jednotlivých podpor nejsou výrazné, vkládání dalších příčníků mezi podpěry by nemělo výrazný vliv na zvýšení prostorové tuhosti konstrukce. Protože každý hlavní nosník je podepřen v místě opěry a pilíře, jsou příčníky navrženy především jako konstrukční a pro zajištění stability při montáži. Výška příčníků je proti hlavním nosníkům snížena tak, aby mezi horní pásnicí příčníku a spodní plochou ŽB desky byla min. mezera 200 mm na průjezd posuvného bednění. Do příčníků nejsou vnášena výrazná zatížení a vytváří se v nich zanedbatelné vnitřní síly. Každý příčník je rozdělen do čtyř kusů a následně svařen s hlavním nosníkem. Dolní pásnice příčníku lícuje s dolní pásnicí hlavního nosníku, spodní pásnice jsou svařeny tupým $\frac{1}{2}V$ -svarem. Dle tloušťky horní pásnice a stojiny profilu je spojení s hlavním nosníkem provedeno koutovým svarem o účinném rozměru $a = 4 \text{ mm}$. Pro svaření je dolní pásnice a stojina v oblasti zaoblení hlavního nosníku oříznuta, aby nebyla vnesena dodatečná napětí v místě špiček a umožnil se tak případný odtok vody.



Obrázek č. 44 - Ocelový nosník IPE 400

11 Návrh a posouzení ŽB desky

V montážním stavu, po svaření hlavních nosníků, přivaření spřahovacích trnů a osazení výztuže, bude vybetonována deska mostní konstrukce. Deska je v podélném směru spřažena s hlavními nosníky, ve směru příčném se chová jako spojitý nosník s pěti podporami. Svým umístěním a prostředím, ve kterém se vyskytuje, spadá deska do stupně vlivu prostředí XC4, XF4 a XD3. Návrhová životnost mostu se předpokládá 100 let, proto je zařazen do konstrukční třídy S6. Dle stupně prostředí a konstrukční třídy se odvíjejí minimální požadavky na kvalitu a pevnost betonu, a současně na minimální hodnoty krytí výztuže.

Hodnota tloušťka desky je navržena $h_s = 250 \text{ mm}$. Deska v příčném směru kopíruje příčný sklon vozovky a přilehlých říms (2,5%,4%). Beton použitý pro desku je třídy pevnosti C35/45 vyhovující výše uvedenému kritériu. Pro vyztužení desky navrhuji použití termicky zušlechtnou za tepla válcovanou výztuž B500B s mezí kluzu 500 MPa.

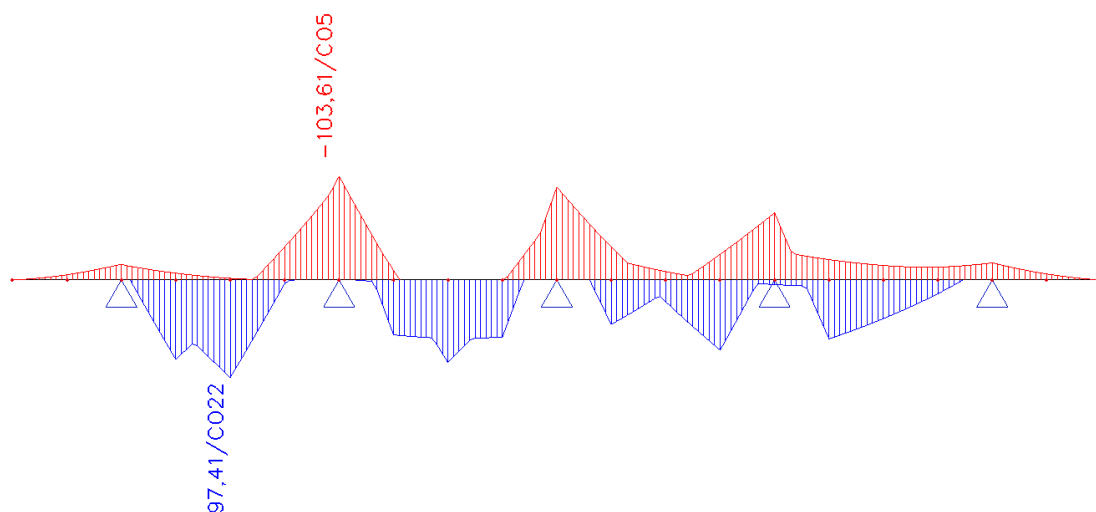
Tloušťka desky a množství výztuže jsou navrženy na maximální vnitřní síly v desce způsobené nejnepříznivější kombinací zatížení. Desku zatěžuje vlastní tíha, ostatní stálé zatížení reprezentující mostní objekty (římsy, svodidla, zábradlí) a proměnné zatížení vyvolané dopravou. Zatížení dopravou je modelováno v programu SCIA jako pohyblivé zatížení v příčném směru (generováním poloh vozidla).

Beton	C35/45	f_{ck}	35	MPa
		$f_{ck,cube}$	45	MPa
		f_{ctm}	3,2	MPa
		E_c	33,5	GPa
Výztuž	B500B	$f_{yw,k}$	500	MPa
		E_y	210	GPa

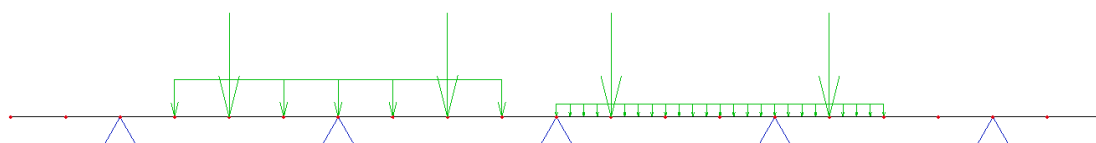
Konstrukční třída	S6	(životnost konstrukce 100 let)
Stupeň prostředí	XD3	(koroze způsobená chloridy jinými než z mořské soli – střídavě mokré a suché prostředí)

11.1 Návrhové hodnoty vnitřních sil desky

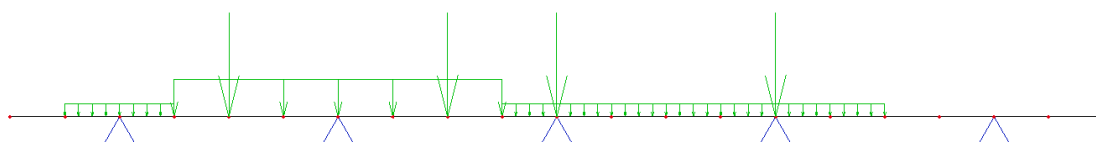
Maximální ohybový moment desky



Obrázek č. 45 - Maximální kladný a záporný ohybový moment desky

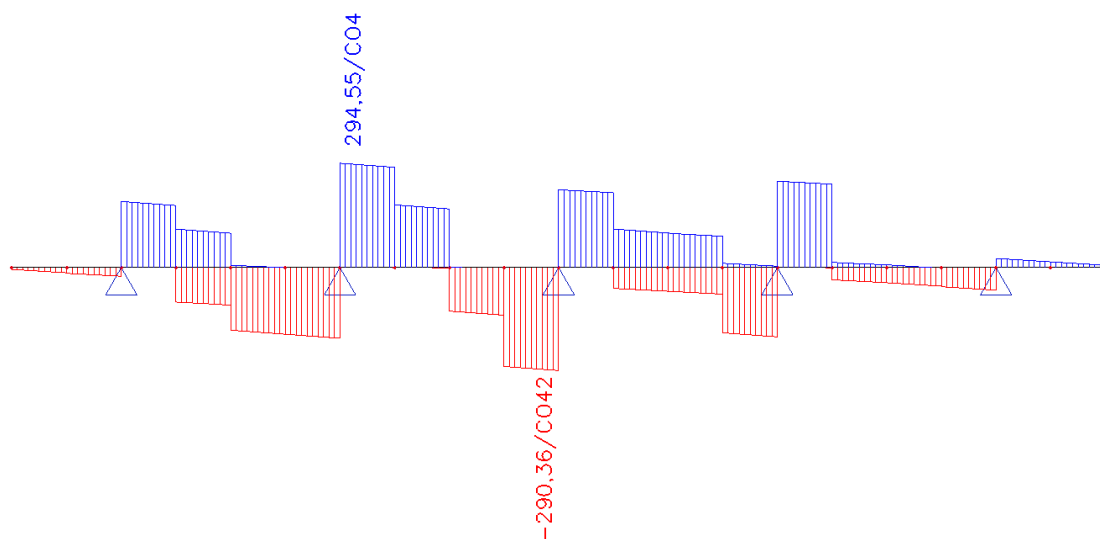


Obrázek č. 46 - kombinace CO22 - poloha vozidel LM1_19

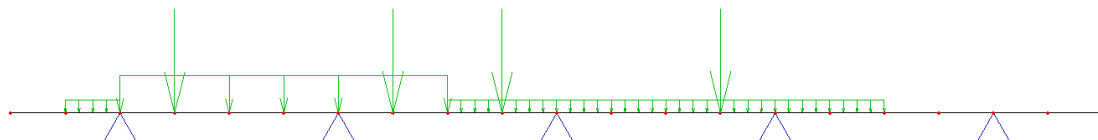


Obrázek č. 47 - kombinace CO5 - poloha vozidel LM1_3

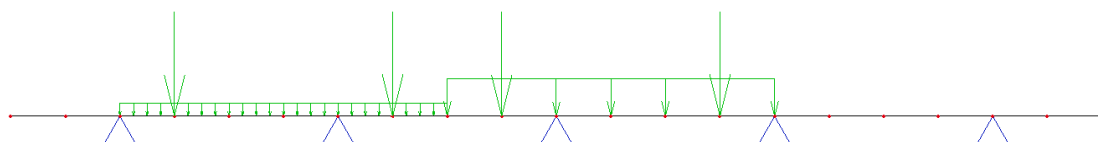
Maximální posouvající síla desky



Obrázek č. 48 - Maximální posouvající síly v desce



Obrázek č. 49 - kombinace CO4 - poloha vozidel LM1_2



Obrázek č. 50 - kombinace CO5 - poloha vozidel LM1_130

Maximální kladný ohybový moment	$m_{y,Ed}^+ = \mathbf{97,41\ kNm/1m}$
Maximální záporný ohybový moment	$m_{y,Ed}^- = \mathbf{103,61\ kNm/1m}$
Maximální posouvající síla	$v_{z,Ed,1} = \mathbf{294,55\ kN/1m}$
Maximální posouvající síla	$v_{z,Ed,2} = \mathbf{290,36\ kN/1m}$

11.2 Návrh hlavní výztuže

TLoušťka betonové desky	$h_c =$	250	mm
Rozměry desky	$x_c =$	33,8	m
	$y_c =$	10,5	m

Krycí vrstva výztuže

$$c_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{\min,b} = 18 \\ c_{\min,dur} = 40 \text{ mm} \\ c = 10 \text{ mm} \end{array} \right\} = 40 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{der} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{der} = 40 + 10 = 50 \text{ mm}$$

⇒ Krytí výztuže navrženo $c = 50 \text{ mm}$

KLADNÝ ohybový moment

Ø 18/150 mm

Profil výztuže	Ø	18	mm
	po...	150	mm
Plocha výztuže	$a_s =$	1696,5	mm ²

Účinná výška průřezu $d = h_c - c_{nom} - 0,5 \cdot \emptyset = 191 \text{ mm}$

Požadovaná plocha výztuže

$$a_{s,req} = \frac{M_{max}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 1303,33 \text{ mm}^2 < a_s = 1696,5 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{vyhovuje}$$

Posouzení výztuže

Síla v oceli $F_s = a_s \cdot f_{yd} = 737,6 \text{ kN}$

Výška tlačené oblasti $x = \frac{F_s}{0,8 \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}} = 0,0395 \text{ m}$

Únosnost průřezu $m_{Rd} = F_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 129,22 \text{ kNm}$

$m_{Ed} = 97,41 \text{ kNm} < m_{Rd} = 129,22 \text{ kNm} \quad \dots \text{vyhovuje}$

$m_{Rd} =$	129,22	kNm	>	$m_{Ed}^+ =$	97,41	kNm	Vyhovuje
------------	--------	-----	---	--------------	-------	-----	----------

ZÁPORNÝ ohybový moment**Ø 18/150 mm**

Profil výztuže	Ø	18	mm
	po...	150	mm
Plocha výztuže	a _s =	1696,5	mm ²

Účinná výška průřezu $d = h_c - c_{nom} - 0,5 \cdot \emptyset = 191 \text{ mm}$

Požadovaná plocha výztuže

$$a_{s,req} = \frac{M_{max}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = 1303,33 \text{ mm}^2 < a_s = 1696,5 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{vyhovuje}$$

Posouzení výztuže

Síla v oceli $F_s = a_s \cdot f_{yd} = 737,6 \text{ kN}$

Výška tlacené oblasti $x = \frac{F_s}{0,8 \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}} = 0,0395 \text{ m}$

Únosnost průřezu $m_{Rd} = F_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 129,22 \text{ kNm}$

$m_{Ed} = 103,61 \text{ kNm} < m_{Rd} = 129,22 \text{ kNm} \quad \dots \text{vyhovuje}$

m_{Rd} =	129,22	kNm	>	m_{Ed} =	103,61	kNm	Vyhovuje
-------------------------	---------------	------------	-------------	-------------------------	---------------	------------	-----------------

11.3 Konstrukční zásady

a) Omezení množství tahové výztuže

$$a_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 317,8 \text{ mm}^2 \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 248,3 \text{ mm}^2 \end{array} \right\} = 317,8 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,max} = 0,04 \cdot a_c = 10000 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,min} = 317,8 \text{ mm}^2 < a_s = 1696,46 \text{ mm}^2 < a_{s,max} = 10000 \text{ mm}^2$$

...množství tahové výztuže je v pořádku

b) Maximální vzdálenost výztuže

$$s_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot h = 2 \cdot 250 = 500 \text{ mm} \\ 250 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow 250 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm} < s_{max} = 250 \text{ mm}$$

...maximální vzdálenost výztuže vyhovuje

c) Minimální vzdálenost výztuže (světlá vzdálenost)

$$s_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} k_1 \cdot \phi = 18 \text{ mm} \\ d_g + k_2 = 21 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow s_{min} = 21 \text{ mm}$$

$$s_{min} = 21 \text{ mm} < s = 150 \text{ mm}$$

...minimální vzdálenost výztuže vyhovuje

d) Omezení výšky tlačené oblasti

$$\xi = \frac{x}{d} = 0,207$$

$$\xi_{max} = 0,45$$

$$\xi_{bal} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = 0,62$$

$$\xi = 0,207 < \xi_{max} = 0,45 \quad (\xi_{bal} = 0,62) \quad \dots \text{vyhovuje}$$

11.4 Návrh rozdělovací výztuže

Požadovaná plocha rozdělovací výztuže

$$a_{sk,req} = 0,2 \cdot a_s = 339,29 \text{ mm}^2$$

Rozdělovací výztuž $\emptyset 12/300 \text{ mm}$

Profil výztuže	\emptyset	12	mm
	po...	300	mm
Plocha výztuže	$a_{sk} =$	376,99	mm ²

$$a_{sk,req} = 339,29 \text{ mm}^2 < a_{sk} = 376,99 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{vyhovuje}$$

Maximální vzdálenost prutů rozdělovací výztuže

$$s_{sk,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot h = 750 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow s_{sk,max} = 400 \text{ mm}$$

$$s_{sk} = 300 \text{ mm} < s_{sk,max} = 400 \text{ mm}$$

...maximální vzdálenost výztuže vyhovuje

11.5 Kotevní délka výztuže

Požadavek kotevní délky $l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{brqd} \geq l_{b,min}$

Základní kotevní délka $l_{b,rqd} = \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 592,89 \text{ mm}$

Požadovaná kotevní délka $l_{b,d} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 592,89 \text{ mm}$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3,30 \text{ MPa}$$

Minimální kotevní délka

$$l_{bd,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot l_{brqd} = 177 \text{ mm} \\ 10 \cdot \phi = 180 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow l_{bd,min} = 180 \text{ mm}$$

Navržená kotevní délka $l_b = 600 \text{ mm}$

$L_{bd} =$	600	mm	>	$l_{bd,min} =$	180	mm	Vyhovuje
------------	------------	-----------	-------------	----------------	------------	-----------	-----------------

⇒ pro pruty $\emptyset 18 \text{ mm}$ je kotevní délka navržena $l_{b,\emptyset 18} = 600 \text{ mm}$

⇒ pro záporný moment nad podporou v podélném směru mostu je navržen profil $\emptyset 20 \text{ mm}$, pro který je analogickým postupem navržena kotevní délka $l_{b,\emptyset 20} = 700 \text{ mm}$

11.6 Posudek výztuže desky na smyk

Profil výztuže	Ø	18	mm
	po...	150	mm
Plocha výztuže	$a_s =$	1696,5	mm ²

Účinná výška průřezu $d = 191 \text{ mm}$

Stupeň vyztužení

$$\rho = \frac{a_s}{d \cdot b} = 0,0089$$

$$\rho_{min} = \frac{0,6}{f_{yk}} = 0,001 \quad \rho_{max} = 0,04$$

$$\rho_{min} = 0,001 < \rho = 0,0089 < \rho_{max} = 0,04$$

...vyhovuje

$$c_{rdc} = 0,407$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,995 < 2$$

...vyhovuje

Smyková únosnost

$$V_{rd,c} = \left[c_{rdc} \cdot k \cdot (100 - \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d$$

$$V_{rd,c} = 488,064 \text{ kN}$$

Posouzení smyku

$V_{rd,c} =$	488,064	kN	>	$V_{Ed,1} =$	294,55	kN	Vyhovuje
$V_{rd,c} =$	488,064	kN	>	$V_{Ed,1} =$	290,36	kN	Vyhovuje

⇒ výztuž a deska vyhovují na smyk

⇒ do desky navrhuji konstrukčně spony profilu Ø 6 mm s rozmístěním 9 ks/m²

12 Spodní stavba

Současná spodní stavba trémového mostu o třech polích se skládá ze dvou krajních plných opěr z masivního betonu a dvou mezilehlých betonových pilířů. Stávající konstrukce je jak dle vizuální prohlídky, tak dle pasportu Systému hospodaření s mosty (BMS) [2] ve velmi špatném stavu. V roce 2011 byla provedena údržba v podobě částečné opravy spodní stavby. Pokud by ze strany investora byl požadavek na zachování stávající spodní stavby mostu, musel by být proveden důkladný rozbor stavu a pevnosti konstrukčních prvků. Musely by být provedeny destruktivní zkoušky pevnosti betonových opěr a odběr vzorků o minimálním průměru 100 mm. Také není zdokumentován základ mezilehlých pilířů a jeho účinky na základovou půdu. Zároveň by muselo dojít ke změně návrhu uložení a rozmístění jiného počtu ložisek, neboť díky šířkovému uspořádání navržené nosné konstrukce by nebylo možné ložiska na původní pilíře osadit.



Obrázek č. 51 - Současný stav stávající spodní stavby

Z důvodu velmi špatného stavu krajních opěr a mezilehlých pilířů navrhuji kompletní odstranění spodní stavby a vybudování nových konstrukcí. Tvar, rozměry a parametry prvků jsou uvedeny v následujících podkapitolách. Rozměry základu opěry a pilíře jsou navrženy na šířku o 750 mm větší, než je šířka opěry tak, aby spolehlivě přenesly veškeré účinky z mostní konstrukce do základové půdy. Horní povrch základu je navržen ve spádu 10 % k zajištění odtoku vody.

V dané oblasti nebyl proveden podrobný geologický průzkum vrstev a jejich mocnosti, dle předběžného průzkumu je očekáván geologický profil dle tab.15. Základové poměry jsou značně složité, neboť je nutné při výstavbě zajistit koryto řeky Ondřejnice odkloněním toku nebo odčerpáváním vody. Výsledkem návrhu jsou dvě krajní (zrcadlově obrácené) opěry ze železového betonu s mostními křídly a dva mezilehlé symetrické pilíře.

Tabulka č. 15 - Tabulkové hodnoty vlastností geologického profilu

Typ zeminy	Symbol	Třída	γ [kN/m ³]	φ_{ef} [°]	R [kPa]
Jíl písčitý	CS	F4	18,5	5	250
Písek jílovitý	SC	S5	18,5	27	225
Štěrk fluviální	GW	G1	21	36-41	800
Štěrk fluviální	GP	G2	20	30-35	650

Únosnost zeminy v kontaktu se základem $R_{dt} = 250 \text{ kPa}$...konzervativně zvoleno

Objemová tíha zeminy $\gamma = 19,5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$

Úhel vnitřního tření $\varphi_{ef} = 27^\circ$

Koeficient aktivního tlaku $K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,376$

Koeficient pasivního tlaku $K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = 2,663$

Součinitel spolehlivosti pro stálá zatížení působící nepříznivě $\gamma_G = 1,35$

Součinitel spolehlivosti pro stálá zatížení působící příznivě $\gamma_G = 1,0$

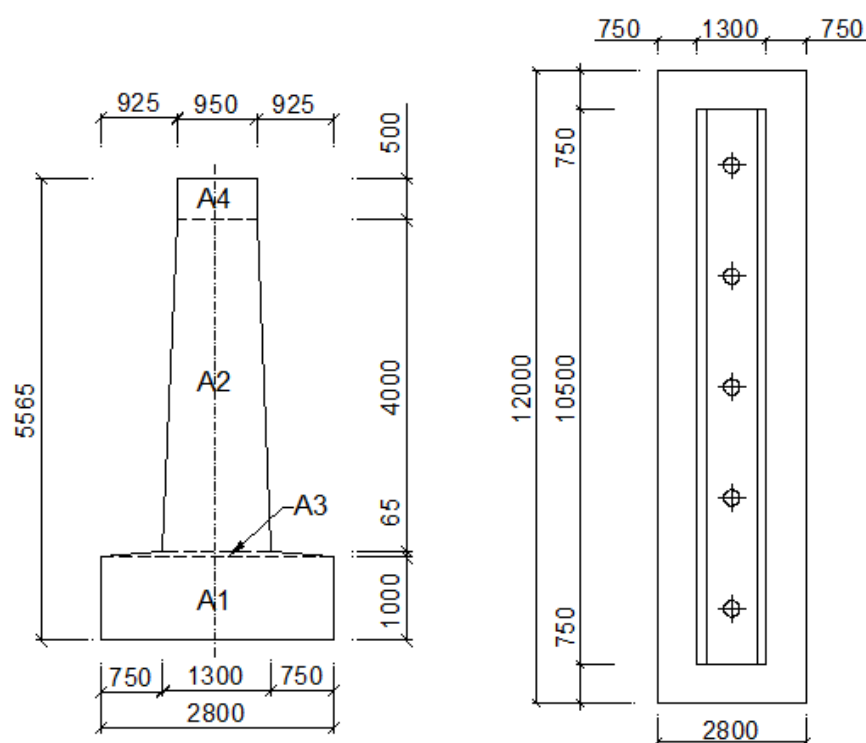
Součinitel spolehlivosti pro proměnná zatížení působící nepříznivě $\gamma_G = 1,5$

Součinitel spolehlivosti pro proměnná zatížení působící příznivě $\gamma_G = 1,0$

12.1 Návrh a posouzení pilíře

Pilíř je navržen jako masivní ze železového betonu C30/37, základ pilíře je zvětšen na šířku oproti stěně pilíře o 750 mm na každé straně. V části nad terénem, kde může dojít k rozlití vodoteče, navrhuji obložení kamenným kvádrovým obkladem z důvodu eroze a estetiky. Na mostním pilíři je uloženo pevné ložisko a směrově posuvná ložiska, tzn., že do něj jsou přeneseny vodorovné brzdné síly od dopravy. Tyto síly je nutné při návrhu konstrukce pilíře zohlednit.

Rozměry pilíře



Obrázek č. 52 - Rozměry pilíře

Tabulka č. 16 - Parametry pilíře

	b [m]	h [m]	l [m]	ρ	G_{Ai} [kN]
A ₁	2,800	1,00	12,0	25	840,00
A ₂	1,125	4,00	10,5	25	1181,25
A ₃	0,750	0,065	12,0	25	12,80
A ₄	0,950	0,60	10,5	25	149,63

Celková tíha pilíře	$\sum G_i = 2185,91 \text{ kN}$	
Zatížení vyvolané dopravou	$F_{Q,LM3} = 3054,1 \text{ kN}$	(LM3-180t-stav10)
Zatížení vlastní tíha + stálé zatížení	$F_G = 1568 \text{ kN}$	
Vodorovné brzdící síly	$H_{Q,LM} = 485,03 \text{ kN}$	
Rameno brzdících sil	$r_{Q,LM} = 5,565 \text{ m}$	
Výška zeminy v kontaktu s pilířem	$h_z = 1,5 \text{ m}$	
Napětí od zeminy	$\sigma = \gamma \cdot h_z \cdot K_a \cdot \gamma_G = 14,829 \text{ MPa}$	
Síla vyvolaná tlakem zeminy	$S_x = \frac{1}{2} \cdot h \cdot \sigma = 11,12 \text{ kN}$	
Moment vyvolaný zeminou	$M_z = \frac{1}{3} \cdot S_x \cdot h_z = 5,56 \text{ kNm}$	
Moment vyvolaný brzdícími silami	$M_Q = 2699,18 \text{ kNm}$	
Celkový návrhový moment	$M_Q = 2704,74 \text{ kNm}$	

a) Únosnost základové půdy pod základem pilíře

Maximální svislá síla (vl. tíha + doprava)	$N_Q = 5239,9 \text{ kN}$
Excentricita	$e = \frac{M}{N} = 0,52 \text{ m}$
Efektivní plocha A_{ef}	$A_{ef} = (b - 2 \cdot e) \cdot \check{s} = 21,2 \text{ m}^2$
Napětí v základové spáře	$\sigma_z = \frac{N_Q}{A_{ef}} = 244,56 \text{ kPa}$

R_{dt} =	250	kPa	>	$\sigma_z =$	244,56	kPa	Vyhovuje
-------------------------	------------	------------	-------------	--------------------------------	---------------	------------	-----------------

Svislá tíha (pouze vlastní tíha a stálé)	$N_G = 3753,9 \text{ kN}$
Excentricita	$e = \frac{M}{N} = 0,72 \text{ m}$
Efektivní plocha A_{ef}	$A_{ef} = b - 2 \cdot e = 16,3 \text{ m}^2$
Napětí v základové spáře	$\sigma_z = \frac{N_Q}{A_{ef}} = 230,19 \text{ kPa}$

R_{dt} =	250	kPa	>	$\sigma_z =$	230,19	kPa	Vyhovuje
-------------------------	------------	------------	-------------	--------------------------------	---------------	------------	-----------------

b) Spolehlivost proti překlopení

Síla způsobující překlopení pilíře $F_{Akt} = H_{Q,LM} + S_x = 496,15 \text{ kN}$

Rameno síly $R_{F_{Akt}} = 5,8 \text{ m}$

Moment způsobující překlopení $M_{AKT} = 2818,7 \text{ kNm}$

Síla bránící překlopení pilíře $N_{PAS} = 3753,91 \text{ kN}$

Rameno síly $R_{N_{PAS}} = 1,4 \text{ m}$

Moment bránící překlopení $M_{PAS} = 5255,48 \text{ kNm}$

Posouzení $\frac{M_{PAS}}{M_{AKT}} = 1,83$

$M_{PAS} / M_{AKT} = 1,83$	>	1,5		Vyhovuje
----------------------------	---	-----	--	----------

c) Spolehlivost proti posunutí

Síla způsobující posunutí pilíře $F_{Akt} = H_{Q,LM} + S_x \cdot \check{s}_z = 601,8 \text{ kN}$

Tíha konstrukce + tíha mostu $N_G = 3753,9 \text{ kN}$

Síla bránící posunutí pilíře $T = N_G \cdot \tan \varphi = 1912,71 \text{ kN}$

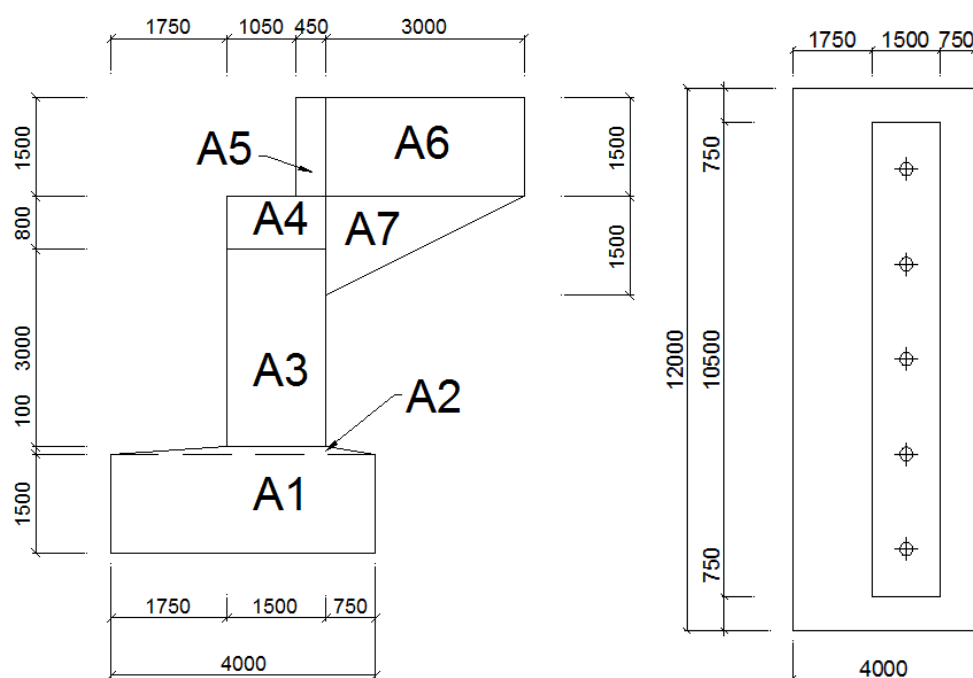
Posouzení $\frac{T}{F_{Akt}} = 3,18$

$T / F_{AKT} = 3,18$	>	2,0		Vyhovuje
----------------------	---	-----	--	----------

12.2 Návrh a posouzení opěry

Opěra je také navržena ze železového betonu C30/37, oproti pilíři není namáhána vodorovnými účinky brzdících sil od dopravy, zato zachycuje navíc tlak vyvolaný zemním tělesem za opěrou. Nad opěrou je navržena přechodová deska pro plynulý přechod dopravy mezi vozovkou na mostě a na zemním tělese. V příčném směru uzavírají zeminu za rubem opěry křídla. Základ opěry je stejně jako u pilíře zvětšen na šířku oproti šířce základu o 750 mm na každé straně.

Rozměry pilíře



Obrázek č. 53 - Rozměry opěry

Tabulka č. 17 – Parametry opěry

	b [m]	h [m]	l [m]	ks	ρ	G_{Ai} [kN]	$t_{x,Ai}$ [kN]	$t_x \cdot G_{Ai}$
A ₁	4,000	1,500	12,000	1	25	1800,00	2,000	3600,000
A ₂	1,250	0,100	12,000	2 x 0,5	25	37,50	0,875	32,813
A ₃	1,500	3,000	10,5	1	25	1181,25	2,500	2953,125
A ₄	1,500	0,800	10,5	1	25	315,00	2,500	787,500
A ₅	0,450	2,000	10,5	1	25	236,25	3,025	714,656
A ₆	3,500	2,000	0,500	2	25	175,00	5,000	875,000
A ₇	3,500	1,500	0,500	2 x 0,5	25	65,63	4,417	289,844

Celková tíha opěry	$\sum G_i = 3810,6 \text{ kN}$
Tíha od vlastní tíhy mostu a vozovky	$G_m = 475,08 \text{ kN}$
Těžiště opěry	$x_T = 2,428 \text{ m}$...od okraje opěry
Přechodová deska	$l_{pd} = 3,5 \text{ m}$ $h_{pd} = 0,2 \text{ m}$

Zatížení a napětí v zemině dále počítáno na 1 bm opěry:

Výška aktivní zeminy	$h_{za} = 6,5 \text{ m}$
Napětí aktivní zeminy	$\sigma_{z,akt} = \gamma \cdot h_{za} \cdot K_a \cdot \gamma_G = 64,26 \text{ MPa}$
Síla vyvolaná tlakem zeminy	$F_1 = \frac{1}{2} \cdot h \cdot \sigma = 208,83 \text{ kN}$
Moment vyvolaný zeminou	$M_1 = \frac{1}{3} \cdot F_1 \cdot h_{za} = 452,476 \text{ kNm}$
Výška pasivní zeminy	$h_{zp} = 2,1 \text{ m}$
Napětí pasivní zeminy	$\sigma_{z,pas} = \gamma \cdot h_{zp} \cdot K_p \cdot \gamma_G = 109,047 \text{ MPa}$
Síla vyvolaná tlakem zeminy	$F_2 = \frac{1}{2} \cdot h_{zp} \cdot \sigma_{z,pas} = 114,5 \text{ kN}$
Moment vyvolaný zeminou	$M_2 = \frac{1}{3} \cdot F_2 \cdot h_{zp} = 80,15 \text{ kNm}$
Napětí od zatížení (přech. deska + silnice)	$\sigma_{z,st} = 4,84 \text{ MPa}$
Síla	$F_3 = h \cdot \sigma_{z,st} = 15,74 \text{ kN}$
Moment vyvolaný stálým zatížením	$M_3 = \frac{1}{2} \cdot F_3 \cdot h_z = 34,09 \text{ kNm}$
Zatížení vyvolané dopravou za opěrou	$\sigma_{z,Q} = 9,48 \text{ MPa}$
Síla	$F_4 = h \cdot \sigma_{z,Q} = 61,6 \text{ kN}$
Moment vyvolaný stálým zatížením	$M_4 = \frac{1}{2} \cdot F_4 \cdot h_z = 200,2 \text{ kNm}$
Zatížení vyvolané dopravou	$F_{Q,LM3} = 1133,17 \text{ kN}$ (LM3-180t-stav05)
Zatížení vlastní tíha + stálé zatížení	$F_G = 475,08 \text{ kN}$

a) Únosnost základové půdy pod základem pilíře

Svislá síla a rameno od vlastní tíhy opěry	$N_{G1} = 362,9 \text{ kN}$	$r_1 = 2,428 \text{ m}$
Svislá síla a rameno od vlastní tíhy mostu	$N_{G2} = 45,2 \text{ kN}$	$r_2 = 2,25 \text{ m}$
Maximální svislá síla (vl.tíha + doprava)	$N_Q = 107,9 \text{ kN}$	$r_3 = 2,25 \text{ m}$
Vodorovná síla a rameno tlaku zeminy	$H_{Akt} = 286,166 \text{ kN}$	$r_4 = 2,17 \text{ m}$

Výsledný moment $M = 363,1 \text{ kNm}$

Excentricita $e = \frac{M}{N} = 0,89 \text{ m}$

Efektivní plocha $A_{ef} = (b - 2 \cdot e) \cdot 1 \text{bm} = 2,22 \text{ m}^2$

Napětí v základové spáře $\sigma_z = \frac{N_{max}}{A_{ef}} = 232,34 \text{ kPa}$

$R_{dt} =$	250	kPa	>	$\sigma_z =$	232,34	kPa	Vyhovuje
------------	------------	------------	-------------	--------------	---------------	------------	-----------------

b) Spolehlivost proti překlpení

Moment způsobující překlpení $M_{AKT} = M_1 - M_2 + M_3 + M_4 = 606,61 \text{ kNm}$

Rameno působící síly od zatížení mostu vlastní tíhou a stálým zatížením $r_m = 2,25 \text{ m}$

Moment bránící překlpení $M_{PAS} = \frac{G_i}{\xi} \cdot x_T + \frac{G_m}{\xi} \cdot r_m = 983,04 \text{ kNm}$

Posouzení $\frac{M_{PAS}}{M_{AKT}} = 1,62$

$M_{PAS} / M_{AKT} = 1,62$	>	1,5		Vyhovuje
----------------------------	-------------	------------	--	-----------------

c) Spolehlivost proti posunutí

Úhel vnitřního tření kvalitnější zeminy pod základem $\varphi_{ef} = 40^\circ$ (štěrk dobře zrněný GW)

Síla způsobující posunutí pilíře $F_{AKT} = F_1 - F_2 + F_3 + F_4 = 171,67 \text{ kN}$

Tíha konstrukce + tíha mostu $N_G = \frac{G_i}{s} + \frac{G_m}{s} = 376,74 \text{ kN}$

Síla bránící posunutí pilíře $T = N_G \cdot \tan \varphi = 1912,71 \text{ kN}$

Posouzení $\frac{T}{F_{Akt}} = 2,14$

$T / F_{AKT} = 2,14$	$>$	2,0	Vyhovuje
----------------------	-----	-----	----------

Jelikož není přesně znám geologický profil, je nutné zkontrolovat a přepočítat zatížení a únosnosti po zjištění parametrů a mocností zemin dle podrobného inženýrsko-geologického průzkumu. V případě zjištění menších hodnot únosnosti základové půdy je vhodnou variantou navržení založení spodní stavby na pilotách. Hlubinným založením by se přeneslo zatížení až do poloskalního horninového podloží a eliminovaly by se účinky stlačitelnosti zemin, podemletí podpor a vztlaku podzemní vody. Vrtání pilot mohou komplikovat balvany ve štěrcích a pevnější polohy v horninách. Dále je možné aplikovat kompletní výměnu zemního tělesa pod základem za únosnější zeminu. V neposlední řadě je možné zemní těleso vyztužit geomřížemi, injektováním bentonitovými a chemickými přísadami a využitím horninových kotev.

13 Ložiska

Při rozvaze nad uložením hlavních nosníků byly brány v úvahu tyto dvě varianty. První variantou je uložení každého hlavního nosníku na krajní i mezilehlé podpěře, tj. každý nosník je podepřen čtyřmi ložisky. Druhou variantou je možnost svaření hlavních nosníků s příčnický do prostorového rámu. Síly z hlavních nosníků přenášet do příčnicků a teprve příčnický uložit na menším počtu ložisek na krajní a mezilehlé opěry. Každá z uvedených variant má své výhody i nevýhody.

a) uložení hlavních nosníků přímo na opěry

Výhody

- díky většímu počtu ložisek menší zatížení na jedno ložisko
- vodorovné posuny mostu se dají roznést do více směrů
- do příčnicků se nevnáší zatížení od mostní konstrukce a dopravy
- příčník funguje jen jako ztužující prvek, napomáhá při montáži

Nevýhody

- velký počet ložisek \Rightarrow vyšší cena
- pracovní náročnost při výměně ložisek

b) uložení přes příčník na malý počet ložisek

Výhody

- malý počet ložisek
- při obnově ložisek nutnost výměny menšího počtu ložisek

Nevýhody

- ložiska musí přenášet velké zatížení
- příčník je nutné dimenzovat na velké smykové síly
- při výměně ložisek náročnější zajištění stability mostu

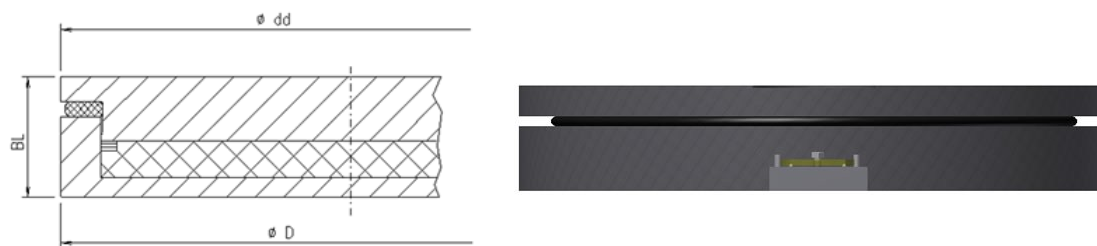
Obě uvedené možnosti se v praxi v současné době hojně využívají, příkladem uložení mostu na malý počet ložisek může být rampa na ulici Českobratrské v Ostravě. Ve zvolené variantě však navrhuji použití 4 ložisek pro každý hlavní nosník. Pro výběr typu byla v úvahu brána elastomerová ložiska a ložiska hrncová. V případě elastomerových ložisek by mohla být osazena všechna jako všesměrná pomocí tzv. plovoucího uložení. Elastomerová ložiska jsou do konstrukce pevně vetknuta a vodorovné posuny nosné konstrukce přenášejí pomocí vlastní smykové deformace. Rozdělení posunů je díky tomu rovnoměrné.

Pro pohyb mostu ve vodorovném směru, způsobený především teplotními objemovými změnami mostu a brzdnými silami, je uvažováno jedno ložisko pevné a ostatní ložiska jednosměrně posuvná a všesměrná. Rozvržení ložisek je zobrazeno na obr. č. 57. Toto řešení bylo doporučeno firmou Dopravoprojekt Ostrava spol. s r.o. [35] v závislosti na poloze mostu a okolním prostředí.

Výsledným návrhem je použití hrncových ložisek firmy RW-Primo [8]. Ložiska jsou velmi tuhá a poradí si i s případným přetížením. Firma RW-Primo [8] dodává katalogová ložiska s uvedenými únosnostmi svislých a vodorovných zatížení. Odolnost ložiska ve svislém směru se bere jako nejnepříznivější největší svislá síla vyvozená v jednom ložisku a stejně tak ve směru vodorovném. Na tuto největší sílu jsou navržena všechna ložiska. Všechna ložiska se vyrábějí na míru, kdy existují různé způsoby kotvení do betonu a na ocel.

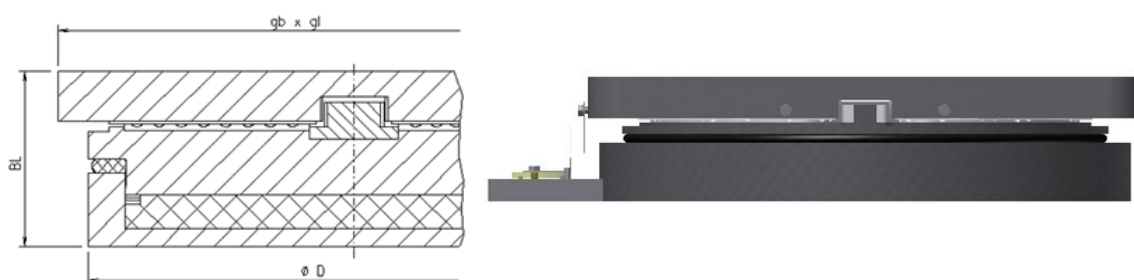
Návrh ložiska

Typ	80K-0130 - 1 ks	- hrncové pevné ložisko
	81K-0130 - 7 ks	- hrncové jednosměrně posuvné kluzné ložisko
	82K-0130 - 12 ks	- hrncové všesměrně posuvné kluzné ložisko



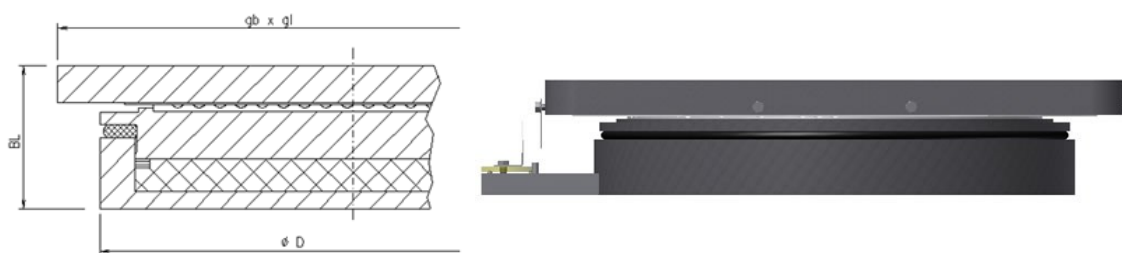
	max. vertikální zátížení	max. horizontální zátížení	min. vertikální zátížení odpovídající max. horizontálnímu zátížení	rozměry horní	rozměry dolní	výška
typ	[kN]	[kN]	[kN]	$\varnothing dd$ [mm]	$\varnothing D$ [mm]	BL [mm]
80K-0050	740	70	140	180	180	53
80K-0075	1060	100	212	220	220	53
80K-0100	1440	135	288	260	260	62
80K-0160	2400	220	483	320	320	66
80K-0200	2980	275	771	360	360	71

Obrázek č. 54 - Katalog pevných hrncových ložisek RW-Primo [8]



	max. vertikální zátížení	max. horizontální zátížení	min. vertikální zátížení odpovídající max. horizontálnímu zátížení	max. horizontální podélný pohyb	rozměry horní		rozměry dolní	výška
typ	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	gl [mm]	gb [mm]	$\varnothing D$ [mm]	BL [mm]
81K-0050	740	70	140	± 50	350	240	180	89
81K-0075	1060	100	212	± 50	390	270	220	89
81K-0100	1440	135	288	± 50	420	290	260	93
81K-0160	2400	220	483	± 50	480	350	320	102
81K-0200	2980	275	771	± 50	510	380	360	107

Obrázek č. 55 - Katalog jednosměrně posuvných hrncových ložisek RW-Primo [8]



	max. vertikální zátěž	max. horizontální podélný pohyb	max. horizontální příčný pohyb	rozměry horní		rozměry dolní	výška
typ	[kN]	[mm]	[mm]	g_l [mm]	g_b [mm]	ϕD [mm]	B_L [mm]
82K-0050	740	± 50	± 20	350	280	180	79
82K-0075	1060	± 50	± 20	380	310	210	79
82K-0100	1440	± 50	± 20	410	345	240	83
82K-0160	2400	± 50	± 20	480	415	310	93
82K-0200	2980	± 50	± 20	510	445	350	98

Obrázek č. 56 - Katalog všesměrně posuvných hrncových ložisek RW-Primo [8]

Posouzení

Maximální reakce na jedno ložisko

$$F_{z,MAX} = 1639,34 \text{ kN} \quad \text{kombinace LM3-180t-stav 10}$$

$$F_{x,MAX} = 111,25 \text{ kN} \quad \text{kombinace L5-BR+ROZS1}$$

Vertikální a horizontální únosnost ložisek

$$R_{z,Rd} = 1890 \text{ kN} \quad R_{x,Rd} = 175 \text{ kN}$$

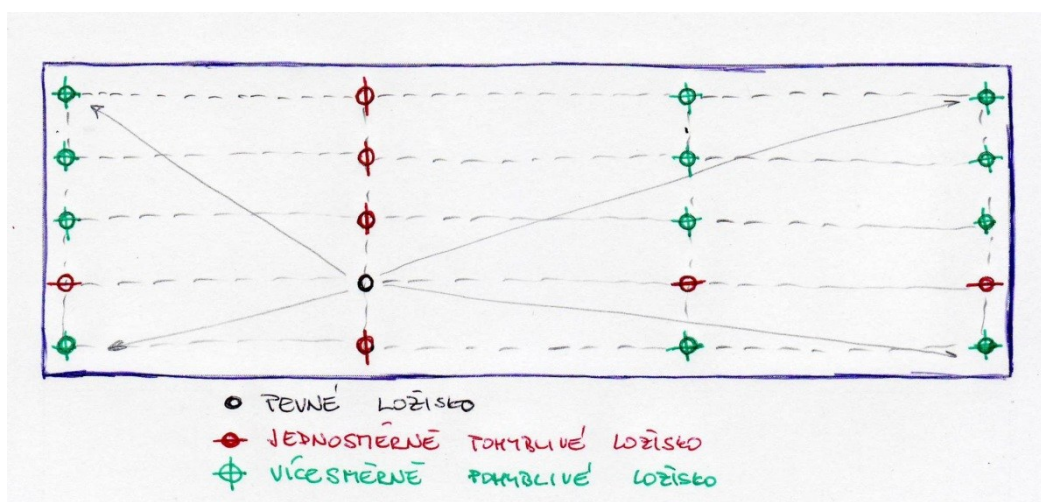
$$F_{x,MAX} = 111,25 \text{ kN} < R_{x,Rd} = 175 \text{ kN}$$

...vyhovuje

$$F_{z,MAX} = 1639,34 \text{ kN} < R_{z,Rd} = 1890 \text{ kN}$$

...vyhovuje

Rozvržení ložisek



Obrázek č. 57 - Rozmístění ložisek v mostní konstrukci

Aktivace a podlití ložisek na všech podpěrách je nutné provést při teplotě ocelové konstrukce odpovídající teplotě, na niž jsou ložiska přednastavena.

14 Dilatace mostu

Posuvná ložiska umožňují konstrukci volně se pohybovat ve vodorovném směru. Tento pohyb je způsoben změnou délky mostu závislé na změně okolní teploty, zatížením, průhyby a posunem a reologickými změnami materiálů. Z důvodu těchto pohybů je konstrukce mostu od okolní vozovky oddělena pomocí mostních závěrů. Mostní závěr slouží k překrytí dilatačních spár a umožňuje posun a pootočení konstrukce bez omezení plynulého a bezpečného pohybu dopravného proudu. Mostní závěr je nutné navrhnout na požadovanou únosnost převáděných vozidel, aby umožnil dostatečný pohyb konstrukce bez vzniku dodatečného napětí a byl přijatelně nehluký. Mostní závěr současně zamezuje prosakování vody z vozovky k ložiskům, a proto musí být vodotěsný.

Návrh mostního závěru

Hlavním faktorem návrhu je vliv teploty a smrštění betonu. Osazení konstrukce na ložiska se předpokládá dle normy při základní teplotě $t_0 = 10^\circ\text{C}$. Předpokládaná maximální teplota okolního prostředí je $t_{\max} = 40^\circ\text{C}$ a minimální teplota okolního prostředí $t_{\min} = -30^\circ\text{C}$.

- součinitel teplotní roztažnosti	$\alpha_t = 1,2 \cdot 10^{-5}$
- dilatační délka konstrukce	$L_x = 34 \text{ m}$
- přetvoření od smršťování betonu	$\xi_{cs} = -0,0003$ (uložení na vzduchu)
- rovnoměrné ochlazení konstrukce	$\Delta t_{\min} = -40^\circ\text{C}$
- rovnoměrné oteplení konstrukce	$\Delta t_{\max} = 30^\circ\text{C}$
- přetvoření ochlazením	$\xi_{t,\min} = \Delta t_{\min} \cdot \alpha_t = -0,00048$
- přetvoření oteplením	$\xi_{t,\max} = \Delta t_{\max} \cdot \alpha_t = 0,00036$
- záporný posun ochlazením	$u_{t,\min} = \xi_{t,\min} \cdot L_x = -0,01632 \text{ m}$
- záporný posun smrštěním	$u_{cs} = \xi_{ts} \cdot L_x = -0,0102 \text{ m}$
- kladný posun oteplením	$u_{t,\max} = \xi_{t,\max} \cdot L_x = 0,01224 \text{ m}$

Celkový kladný pohyb

$$u_L^+ = u_{t,max} = 0,01224 \text{ m}$$

Celkový záporný pohyb

$$u_L^- = u_{t,min} + u_{cs} = -0,02652 \text{ m}$$

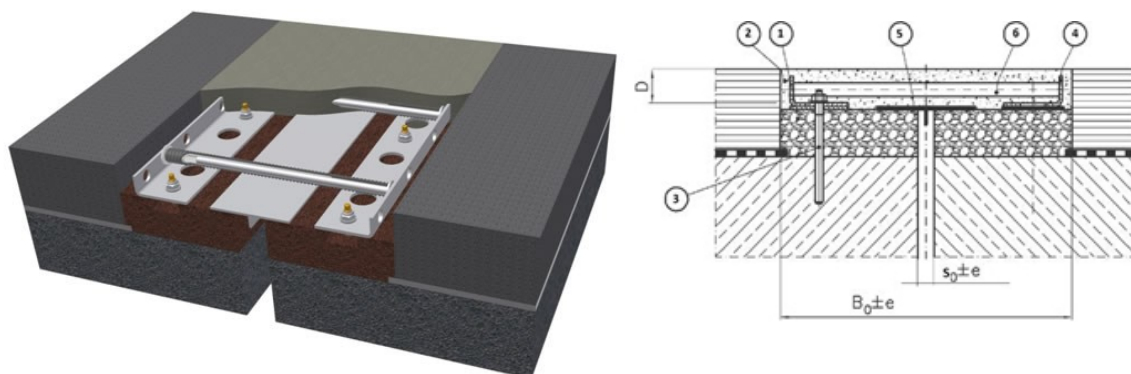
Maximální pohyb konstrukce

$$u_L = |u_L^+| + |u_L^-| = 0,03876 \text{ m}$$

Mostní závěr je nutné navrhnout na vodorovný pohyb o velikosti 39 mm. Dilataci je možné navrhnout více typy mostního závěru (hřebenový mostní závěr, lamelový mostní závěr, mostní závěr s jednoduchým těsněním spáry), pro snížení emise hluku a plynulosti komfortu z jízdy navrhuji elastický zálivkový mostní závěr POLYFLEX® Advanced PU typ PA50 firmy RW-Primo [8].

TYP PA50

- celkový dilatační posuv $d_x = 50 \text{ mm}$ (33 mm tah, 17 mm tlak)
- šířka dilatační spáry $B_0 = 450 \text{ mm}$
- tloušťka osazení $D = 60 \text{ mm}$
- současně tvoří obrusnou vrstvu (kryt) vozovky
- založen na elastických polymerech - dvousložkový elastický zálivkový systém mimořádně odolný proti stárnutí a chemikáliím
- podstatně vyšší životnost než mají materiály používané pro plochy vozovky
- díly nepodléhají mechanickému opotřebování, nevytváří vyjeté stopy
- enormní otěruvzdornost, vodotěsnost
- zvuk se nepřenáší k navazujícím částem stavby



Obrázek č. 58 - Elastický zálivkový mostní závěr POLYFLEX® Advanced PU [8]

15 Technologický postup výstavby a montáž konstrukce

Při výstavbě mostní konstrukce nelze předem stanovit jeden univerzální správný postup. Každý zhotovitel se řídí svými určitými osvědčenými pravidly a metodami, zdokonaluje je každou stavbou a hledá neoptimálnější řešení. Níže uvedený postup je navržen na základě znalostí získaných při studiu a dle informací nabytých při konzultacích. Výstavbu nové konstrukce mostu je možné rozdělit do několika fází.

Příprava území

- ⇒ zahrnuje kácení stromu, zeleně a křovin v okolí mostu, sejmutí ornice (pokud se nalézá v místě stavby)
- ⇒ příprava koryta řeky – odklonění stávající vodoteče pomocí vybudování mimolehlého koryta nebo pomocí přečerpávání vody
- ⇒ z důvodu demolice stávajícího mostu dojde k přerušení provozu na komunikaci, proto je nutné zajistit objízdnou trasu pro silniční dopravu
- ⇒ odklonění jednotlivých inženýrských sítí v místě staveniště
- ⇒ odstranění části přilehlé komunikace, opětovná obnova skladby vozovky bude provedena až po napojení mostu přes přechodovou desku k okolnímu terénu

Demolice stávajícího mostního objektu

- ⇒ odstranění vozovky, mostního vybavení (svodidla, zábradlí)
- ⇒ snesení hlavní nosné konstrukce (ŽB deska, trámy)
- ⇒ odstranění opěr, mezilehlých pilířů, křídel
- ⇒ části konstrukce spadlé do vodoteče je nutné ihned odstranit

Betonáž spodní stavby konstrukce

- ⇒ hloubení stavebních jam pro základové konstrukce
- ⇒ osazení výztuže dílčích konstrukcí spodní stavby
- ⇒ betonáž jednotlivých konstrukcí (opěry, podpěry)
- ⇒ betonáž úložného prahu
- ⇒ částečné zasypání spodní stavby a úprava okolního terénu
- ⇒ příprava koryta řeky – opevnění kamennou dlažbou

Montáž nosné konstrukce mostu

⇒ Montáž hlavních nosníků a příčníků

Kvůli délce hlavních nosníků není možné dopravit nosníky v celku na staveniště. Hlavní nosník je rozdělen na tři prvky, které budou posléze svařeny na staveništi. Osová vzdálenost hlavních nosníků je 2,1 m, proto bude dvojice krajních prvků hlavního nosníku svařena dílensky společně s příslušnými příčnými. Takto vzniklé dvojice budou vytvářet jeden montážní dílec. V první fázi budou takto vzniklé dvojice dopraveny na staveniště a uloženy na krajní pole mostu. Dílce středního nosníku budou přivezeny samostatně a svaření s ostatními dílci příslušného pole bude provedeno na stavbě. V druhé fázi budou dopraveny dílce středního pole, osazeny na místo svého působení a připojeny k dílcům krajních polí. Po dokončení montáže je nutné zaměřit nosnou konstrukci a provést kontrolu svarů.

⇒ Ložiska

Po provedení montážní kontroly bude provedeno podlití hrncových ložisek na všech opěrách. Podlití a aktivace všech ložisek je nutné provádět při předepsané teplotě a teplotě ocelové konstrukce, na kterou je ložisko nastaveno.

⇒ Montážní ztužení

Pro zajištění stabilizace polohy budou hlavní nosníky až do kompletního smontování a zatuhnutí ŽB desky zajištěny montážním ztužením. Ztužení bude provedeno z válcovaných L-profilů. Půdorysně budou ztužidla upevněna kolmo na osy hlavních nosníků v místě svislých výztuh stěny nosníku. Spoje montážních ztužidel s hlavními nosníky budou provedeny pomocí šroubového spoje.

⇒ Betonáž zbylých částí mostu (závěrná zídka, části křídel)

⇒ Betonáž ŽB desky mostovky

Před samotnou betonáží ŽB desky bude provedeno osazení výztuže desky. Při betonáži bude použit systém posuvného bednění. Posun bednění bude zajištěn pojezdem po horních příčlích montážního ztužení. Betonáž desky bude probíhat v celé šířce konstrukce, a to průběžně. Pro betonáž ŽB desky bude potřeba přibližně 89 m³ betonu. Po betonáži dojde k demontování prvků montážního ztužení.

Ostatní konstrukce a mostní zařízení

Po dosažení požadované pevnosti betonové mostovky budou vybetonovány další konstrukce a osazeno vybavení mostu.

- ⇒ položení izolace a provedení odvodnění
- ⇒ betonáž monolitické římsy 1 a 2 s předepsanými sklony 2,5 a 4,0 %
- ⇒ betonáž přechodových desek
- ⇒ osazení a betonáž mostních závěrů
- ⇒ položení jednotlivých vrstev vozovky dle předepsané skladby
- ⇒ napojení vozovky na mostě k okolní komunikaci
- ⇒ osazení říms mostními svodidly ZSSK/H2 se svislou výplní a trubkovým zábradlím se svislou výplní

Protikorozi ochrana nosné konstrukce

Ocelová konstrukce je chráněna proti působení vlivů okolního prostředí pomocí ochranného nátěrového systému. Základní vrstva bude tvořena epoxidovým nátěrem s vysokým obsahem Zn a vrchní vrstva nátěrem polyuretanovým. Základní vrstva bude provedena dílensky, vrchní nátěr na stavbě. Povrch konstrukce je nutné připravit pod základní nátěr otryskáním. Barvu odstínu vrchního nátěru navrhuji RAL 5002 (Ultramarine Blue). Montážní ztužení a spojovací materiál bude opatřen pouze základním nátěrem.

Dokončovací práce

- ⇒ obsypání opěr, řádné zhutnění terénu
- ⇒ dokončovací úpravy terénu, rekultivace břehů, ozelenění nezpevněných ploch
- ⇒ osazení svislého dopravního značení a provedení vodorovného dopravního značení
- ⇒ zaměření přesnosti finální stavby
- ⇒ statické a dynamické zatěžovací zkoušky

16 Závěr

Cílem diplomové práce je návrh a posudek spojitého ocelobetonového spráženého silničního mostu, který by v případě potřeby nahradil stávající konstrukci nevyhovující současným dopravním a technickým požadavkům. Tento návrh by mohl být praktickým přínosem v případě, že by nedošlo k realizaci plošného řešení dopravní závary v obci Hukvaldy.

Při vypracovávání diplomové práce jsem prohloubil své znalosti načerpané v průběhu studia a současně jsem nahlédl do problematik, se kterými jsem se doposud nesetkal. Díky problémům doprovázející tvorbu práce jsem získal spoustu dalších informací potřebných k jejich řešení.

Výsledkem této práce je návrh a posouzení spojitého ocelobetonového spráženého silničního mostu o třech polích o celkovém rozpětí 33,0 m v místě křížení s řekou Ondřejnicí. Hlavní nosnou konstrukci tvoří 5 hlavních nosníků z válcovaných profilů IPE 600 sprážených s železobetonovou mostovkou tloušťky 250 mm. Z výsledků je patrné, že navržená konstrukce vyhoví na stanovená zatížení a vyhovuje jak meznímu stavu únosnosti, tak meznímu stavu použitelnosti. Součástí práce je také návrh spodní stavby, vybavení mostního objektu, statický výpočet vybraných částí konstrukce, výkresová dokumentace a vizualizace navrženého mostu.



Obrázek č. 59 - Pohled na křížení mostu s řekou Ondřejnicí

17 Seznam použitých pramenů

17.1 Internetové zdroje

- [1] Odkaz na mapový server Mapy.cz: www.mapy.cz
- [2] Odkaz na internetové stránky Systému hospodaření s mosty (BMS)
<http://bms.vars.cz/>
- [3] Odkaz na internetové stránky firmy MITRENGA: <http://www.mitrenga.net/>
- [4] Odkaz na internetové stránky firmy VIACON: www.viacon.cz
- [5] Odkaz na internetové stránky firmy Hutní montáže, a.s.:
<http://www.hutni-montaze.cz>
- [6] Odkaz na internetové stránky firmy EUROVIA CS, a. s., a.s.:
<http://www.eurovia.cz/cs/home>
- [7] Odkaz na internetové stránky firmy ARCUS ENGINEERING spol. s.r.o.:
<http://www.avdel.eu/>
- [8] Odkaz na internetové stránky firmy RW-PRIMO: <http://www.rwsl.sk/>

17.2 Literatura

- [9] Bažant: *Zakládání staveb*, SNTL Praha 1981
- [10] Dolejš J.: *Ocelové mosty – cvičení*, ČVUT 2010
- [11] Hrdoušek V., Kukaň V., Šafař R.: *Betonové mosty 10 – cvičení*, ČVUT 2003

- [12] Krajčovič, M. a kol.: Dopravní stavby I – Pozemní komunikace; Brno: Cerm, 2006
- [13] Krajčovič, M a kol.: Sinice a dálnice I, VUT 2000
- [14] Křivý, V., Krejsa, M: Školení ČKAIT 2009, Eurokód 0: Zásady navrhování konstrukcí; Ostrava: VŠB – TU Ostrava, 2009
- [15] Procházka, J.: Navrhování betonových konstrukcí podle EN 1992-1-1 (Eurokódu 2), část 1: navrhování prvků z železobetonových konstrukcí. Sbírka příkladů ke školení; ČVUT 2006
- [16] Studnička J.: Ocelobetonové spřažené konstrukce, ČVUT 2009
- [17] Studnička J.: *Ocelobetonové konstrukce 20*, ČVUT 2005
- [18] Studnička J., Holický M.: *Ocelové konstrukce 20*, ČVUT 2003
- [19] Studnička J., Rotter T.: *Ocelové konstrukce 30*, ČVUT 2004
- [20] Studnička J., Rotter T.: *Navrhování ocelových a ocelobetonových mostů podle evropských norem*, ČAOK 2010
- [21] Šafář R., Kukaň V., Drahorád M., Foglar M.: *Betonové mosty 1*, ČVUT 2010
- [22] Šafář R., kol.: *Betonové mosty 2*, ČVUT 2010

17.3 Normy

- [23] ČSN 73 1001 *Základová půda pod plošnými základy*; Praha: Český normalizační institut, 1987
- [24] ČSN 73 6101 *Projektování silnic a dálnic*; Praha: Český normalizační institut, 2004
- [25] ČSN 73 6110 *Projektování místních komunikací*; Praha: Český normalizační institut, 2006
- [26] ČSN 73 6201 *Projektování mostních objektů*; Praha: Český normalizační institut, 2008
- [27] ČSN EN 1990 *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*; Praha: Český normalizační institut, 2004
- [28] ČSN EN 1991-1-1 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*; Praha: Český normalizační institut, 2004
- [29] ČSN EN 1991-2 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*; Praha: Český normalizační institut, 2005
- [30] ČSN EN 1992-1-1 *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*; Praha: Český normalizační institut, 2006
- [31] ČSN EN 1992-2 *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*; Praha: Český normalizační institut, 2007
- [32] ČSN EN 1993-1-1 *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*; Praha: Český normalizační institut, 2006
- [33] ČSN EN 1994-1-1 *Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*; Praha: Český normalizační institut, 2006
- [34] ČSN EN 1994-2 *Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty*; Praha: Český normalizační institut, 2007

17.4 Dotčené společnosti

[35] Dopravoprojekt Ostrava spol. s r.o., <http://www.dpova.cz/index.php/cz/>

18 Seznam obrázků

Obrázek č. 1 - Pohled na křížení silnice II/486 a řeky Ondřejnice	1
Obrázek č. 2 - Poloha mostu na trase silnice II/486 [1]	2
Obrázek č. 3 - Nevyhovující šířkové uspořádání na mostě	3
Obrázek č. 4 - Stávající stav mostu	5
Obrázek č. 5 - Pohled na římsu	5
Obrázek č. 6 - Nosný systém mostu	5
Obrázek č. 7 - Uložení na pilíři	6
Obrázek č. 8 - Obnažená výztuž římsy	6
Obrázek č. 9 - Omezení dopravy na mostě	6
Obrázek č. 10 - Zábradelní svodidlo	6
Obrázek č. 11 - Mostní křídlo	6
Obrázek č. 12 - Poškozená spodní stavba	6
Obrázek č. 13 - Model spojitě desky	9
Obrázek č. 14 - Příklad tenkostěnného obloukového mostu Dalešice [3]	10
Obrázek č. 15 - Příklad tenkostěnného obloukového mostu - montáž [3]	11
Obrázek č. 16- Tenkostěnný most - Ostrava-Poruba [4]	11
Obrázek č. 17 - Zatěžovací zkouška [4]	11
Obrázek č. 18 - Spřažený ŽB silniční most ve Studénce [5]	12
Obrázek č. 19 - Stavba spřaženého mostu v Ostravě - ul. Českobratrská [6]	13
Obrázek č. 20 - Ocelobetonový obloukový most přes Olši v Karviné - Silnice I/59 [35]	13
Obrázek č. 21 - Hrnkové ložisko firmy RW-Primo [8]	19
Obrázek č. 22 - Roznos příčného zatížení pomocí příčinkové čáry	22
Obrázek č. 23 - Model spřažení pomocí tuhých ramen	23
Obrázek č. 24 - Model konstrukce s využitím desky s žebry	24
Obrázek č. 25 - Roznos zatížení přes vozovku	26

Obrázek č. 26 - Použití modelu LM1 a roznos zatížení dle [29]	30
Obrázek č. 27 - Šablona zatížení modelu LM1	31
Obrázek č. 28 - Poloha dvojnápravy pro maximální ohybový moment v krajním poli	32
Obrázek č. 29 - Poloha dvojnápravy pro maximální ohybový moment ve vnitřním poli	32
Obrázek č. 30 - Polohy UDL pro maximální odezvu	33
Obrázek č. 31 - Šablona zatížení modelu LM2 a plocha dle [29]	34
Obrázek č. 32 - Šablona zatížení modelu LM3-90t a použití modelu v pruhu dle [29]	36
Obrázek č. 33 - Šablona zatížení modelu LM3-180t a použití modelu v pruhu dle [29]	37
Obrázek č. 34 - Kombinační vztah 6.10(a,b) pro MSÚ dle ČSN EN 1990 [27]	41
Obrázek č. 35 - Plastické rozdělení napětí pro spřažený průřez pro kladný moment	44
Obrázek č. 36- Plastické rozdělení napětí pro spřažený průřez pro záporný moment	44
Obrázek č. 37 - Ocelový nosník IPE 600	45
Obrázek č. 38 - Podporová výztuha	50
Obrázek č. 39 - Rozdělení teploty po výšce nosníku	64
Obrázek č. 40 - Ekvivalentní rozpětí a určení účinné šířky [16]	68
Obrázek č. 41 - Spřahovací trn s hlavou typ SD [7]	72
Obrázek č. 42 - Vztah mezi M_{Rd} a N_c pro plné a částečné spřažení [16]	76
Obrázek č. 43 - Příčné rozmístění dvojice spřahovacích trnů SD 19	77
Obrázek č. 44 - Ocelový nosník IPE 400	78
Obrázek č. 45 - Maximální kladný a záporný ohybový moment desky	80
Obrázek č. 46 - kombinace CO22 - poloha vozidel LM1_19	80
Obrázek č. 47 - kombinace CO5 - poloha vozidel LM1_3	80
Obrázek č. 48 - Maximální posouvající síly v desce	81
Obrázek č. 49 - kombinace CO4 - poloha vozidel LM1_2	81
Obrázek č. 50 - kombinace CO5 - poloha vozidel LM1_130	81
Obrázek č. 51 - Současný stav stávající spodní stavby	88
Obrázek č. 52 - Rozměry pilíře	90
Obrázek č. 53 - Rozměry opěry	93
Obrázek č. 54 - Katalog pevných hrncových ložisek RW-Primo [8]	99
Obrázek č. 55 - Katalog jednosměrně posuvných hrncových ložisek RW-Primo [8]	99
Obrázek č. 56 - Katalog všesměrně posuvných hrncových ložisek RW-Primo [8]	100
Obrázek č. 57 - Rozmístění ložisek v mostní konstrukci	101
Obrázek č. 58 - Elastický zálivkový mostní závěr POLYFLEX® Advanced PU [8]	103
Obrázek č. 59 - Pohled na křížení mostu s řekou Ondřejnicí	107

19 Seznam tabulek

Tabulka č. 1 - Výhledová intenzita dopravy na úseku silnice II/486	7
Tabulka č. 2 - Rozměry hlavního nosníku	16
Tabulka č. 3 - Tabulka vlastností použitých materiálů	18
Tabulka č. 4 - Přesnost a časová náročnost výpočtu v závislosti na velikosti sítě.....	25
Tabulka č. 5 - Výpočet stálého zatížení mostu v provozním stavu.....	28
Tabulka č. 6 - Regulační součinitele dle [333].....	29
Tabulka č. 7 - Výpočet počtu a šířky zatěžovacích pruhů [29].....	29
Tabulka č. 8 - Nápravové síly a rovnoměrné zatížení v pružích dle LM1	30
Tabulka č. 9 - Třídy zvláštních vozidel a zvolená zvláštní vozidla dle přílohy A [29]	35
Tabulka č. 10 - Popis zvláštních vozidel včetně počtu náprav dle přílohy A [29].....	35
Tabulka č. 11 - Stanovení sestav zatížení dopravou dle [29].....	39
Tabulka č. 12 - Hodnoty součinitelů ψ pro mosty pozemních komunikací dle [27]	41
Tabulka č. 13 - Parametry průřezu IPE 600	45
Tabulka č. 14 - Mezní průhyby pro mosty pozemních komunikací a lávky	67
Tabulka č. 15 - Tabulkové hodnoty vlastností geologického profilu.....	89
Tabulka č. 16 - Parametry pilíře.....	90
Tabulka č. 17 – Parametry opěry	93

20 Použitý software

- [36] Scia Engineer 2012 (Nemetschek Scia) - <http://www.scia-online.com/cs/>
- [37] Microsoft Office Excel 2007
- [38] Microsoft Office Word 2007
- [39] Autocad 2012 (Autodesk)
- [40] Archicad 15 (GRAPHISOFT)
- [41] Artlantis Studio 4

21 Přílohy

21.1 Seznam výkresů

- 1 Přehledná situace
- 2 Stávající stav – půdorys
- 3 Stávající stav – podélný řez
- 4 Stávající stav – příčný řez A-A
- 5 Stávající stav – příčný řez B-B
- 6 Dispoziční řešení - půdorys
- 7 Dispoziční řešení - podélný řez
- 8 Dispoziční řešení - příčný řez A-A
- 9 Výkres výztuže římsy R1
- 10 Výkres výztuže římsy R2
- 11 Výkres výztuže desky
- 12 Výkres výztuže základu opěry
- 13 Detailní výkres OK – DL101
- 14 Detailní výkres OK – DL101

21.2 Vizualizace